



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501**

**RANCANGAN SISTEM DRAINASE SALURAN  
SEKUNDER PETEMON SIDOMULYO,  
KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR**

**PRISILA ASTRIA DEWI  
NRP. 3113.030.071**

**APRILLIA WIJAYANTI NINGRUM  
NRP. 3113.030.115**

**Dosen Pembimbing**

**Ir. ISMAIL SA'UD, MMT.  
NIP. 19600517 198903 1 002**

**S. KAMILIA AZIZ, ST.,MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017**



**FINAL PROJECT APPLIED - RC 145501**

**DESIGN OF PETEMON SIDOMULYO  
SECONDARY DRAINAGE SYSTEM,  
SURABAYA CITY, EAST JAVA**

**PRISILA ASTRIA DEWI  
NRP. 3113.030.071**

**APRILLIA WIJAYANTI NINGRUM  
NRP. 3113.030.115**

**Counsellor Lecturers**

**Ir. ISMAIL SA'UD, MMT.  
NIP. 19600517 198903 1 002**

**S. KAMILIA AZIZ, ST.,MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001**

**DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2017**

## LEMBAR PENGESAHAN

RANCANGAN SISTEM DRAINASE SALURAN  
SEKUNDER PETEMON SIDOMULYO, KOTA SURABAYA,  
JAWA TIMUR

### TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Ahli Madya  
Pada

Program Studi Diploma III Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Oleh :

Mahasiswa 1

  
Prisila Astria Dewi  
3113030071

Mahasiswa 2

  
Aprillia Wijayanti N.  
3113030115

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :



20 JAN 2017

SURABAYA, JANUARI 2017



**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL FTSP - ITS


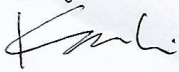
No. Agenda :

PROGRAM DIPLOMA 3

Tanggal :  
09 Januari 2017

JudulProyekAkhir


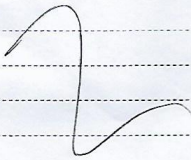
**Rancangan Sistem Drainase Saluran Sekunder Petemon Sidomulyo, Kota Surabaya, Jawa Timur**

NamaMahasiswa 1	Prisila Astria D	NRP	3113030071
NamaMahasiswa 2	Aprila Wijayanti N	NRP	3113030115
DosenPembimbing 1	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP. 19600517 198903 1 002	Tandatangan 	
DosenPembimbing2	S. Kamilia Aziz, ST. MT. NIP. 19771231 200604 2 001	Tandatangan 	

URAIAN REVISI

DosenPenguji

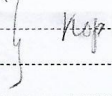
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....



Ir. Edy Sumirman, MT

NIP. 19581212 198701 1 001




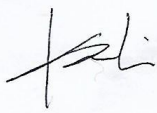
Gambar / format tabel diperbaiki  
hal 65 - 70  
stlh halgo



Ir. Didik Harijanto, CES.

NIP. 19590329 198811 1 001

**PERSETUJUAN HASIL REVISI**

DosenPenguji 1	DosenPenguji 2	DosenPenguji 3	DosenPembimbing 1	DosenPembimbing 2
				
Ir. Edy Sumirman, MT	Ir. Didik Harijanto, CES.		Ir. Ismail Sa'ud, MMT.	S. Kamilia Aziz, ST. MT.
NIP. 19581212 198701 1 001	NIP. 19590329 198811 1 001		NIP. 19600517 198903 1 002	NIP. 19771231 200604 2 001





### ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

**Nama** : 1. Prisila Astria Dewi 2 Aprilia Wijanganti M.  
**NRP** : 1 3113030071 2 3113030115  
**Judul Tugas Akhir** : Rancangan Sistem Drainase Kawasan Petemon  
 Sidomulyo, kec. Petemon, Kota Surabaya  
**Dosen Pembimbing** : Ir. Ismail Sa'ud, MMT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		- semua region saluran petemon.				
		- CA K. Greget.				
		- Abut banjir K. Greget.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Abut banjir K. Semo & Greget				
		- Irigasi Eutrofikasi muka air		B	C	K
		d. Sal. Semo & Greget.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
17 / 11		Cek 1 Sal.				
		- Hitung hb pertemuan Semo & Greget				
		- Cek Stasiun hujan.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
30 - nov - 2016		- plotting plan hasil perencanaan				
		namun di'ling & cross.				
		- Laporan.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal



### ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

**Nama** : 1 priscila astra Dewi 2 Aprilia wijayanti v.  
**NRP** : 1 3113030071 2 3113030115  
**Judul Tugas Akhir** : Rancangan Sistem drainase kawasan petemon Sidomulyo, kec. petemon, kota Surabaya.  
**Dosen Pembimbing** : S. Kamilia Aziz, ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		Rhitung Debit perken. grejes + sima				
				B	C	K
	1 - NOV. 2016	CA Surabaya.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Cek A.				
	9 november 2016	perbaiki stasiun hujen kayr back water.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	7 Desember 2016	- perbaiki CH.				
		- Perbaiki Saran.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	20 Desember '16	- Cek cathmen (buat garis CA)				
		- cek Tc max, buat tabel lasi				
		- cek metodologi & daftar pustaka.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	30 Desember	- Lek perhitungan pompa (Q)				
		- buat pintu				
				B	C	K
	04 Januari '16	- Cek gambar pintu.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Cek Qs Inflow pompa.				

**Ket.** :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

## **RANCANGAN SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER PETEMON SIDOMULYO, KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR**

Nama Mahasiswa I : Prisila Astria Dewi  
Nrp : 3113030071  
Nama Mahasiswa II : Aprillia Wijayanti Ningrum  
Nrp : 3113030115  
Jurusan : DIII Teknik Sipil FTSP ITS  
Dosen Pembimbing I : Ir. Ismail Sa'ud, MMT.  
Dosen Pembimbing II : S. Kamilia Aziz, ST.,MT.

### **Abstrak**

Pada musim hujan di sebagian kota Surabaya terjadi genangan, khususnya di *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo. Tinggi genangan pada kawasan tersebut 20cm dengan lama genangan  $\pm 56$  menit. Pada saat terjadi hujan dengan intensitas tinggi biasanya terjadi genangan pada bahu jalan dan bangunan di sekitarnya. Berdasarkan pada kondisi tersebut maka tugas akhir ini bertujuan untuk mengevaluasi kembali sistem drainase yang ada pada saluran yang terpengaruh, yaitu saluran Petemon Sidomulyo.

Dalam evaluasi sistem drainase saluran sekunder Petemon Sidomulyo ini dimulai dengan survey lokasi, pengumpulan data hujan, tata guna lahan, data genangan, dan data topografi. Data tersebut diperlukan untuk analisis yang meliputi perhitungan curah hujan rata-rata, perhitungan curah hujan rencana metode log person type III, perhitungan debit rencana metode rasional, perhitungan kapasitas eksisting dan pengaruh *back water*.

Setelah dilakukan perhitungan diketahui  $Q$  kapasitas saluran primer  $27,204 \text{ m}^3/\text{detik}$  serta  $Q$  kapasitas

saluran sekunder 3,865 m<sup>3</sup>/detik, dan terjadi pengaruh *back water* sepanjang 879,3905m pada saluran sekunder, maka akan dibangun 1 pompa dengan kapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/detik. Dalam mewujudkan *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo yang bebas banjir maka harus ada tindakan dan kerjasama yang baik antara masyarakat dan Pemerintah Kota Surabaya, karena dalam mengatasi masalah ini terdapat masalah banjir yang kompleks.

Kata kunci : *back water*, genangan, drainase, pompa, petemon sidomulyo

## **RANCANGAN SISTEM DRAINASE SALURAN SEKUNDER PETEMON SIDOMULYO, KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR**

Nama Mahasiswa I : Prisila Astria Dewi  
Nrp : 3113030071  
Nama Mahasiswa II : Aprillia Wijayanti Ningrum  
Nrp : 3113030115  
Jurusan : DIII Teknik Sipil FTSP ITS  
Dosen Pembimbing I : Ir. Ismail Sa'ud, MMT.  
Dosen Pembimbing II : S. Kamilia Aziz, ST.,MT.

### **Abstrak**

Pada musim hujan di sebagian kota Surabaya terjadi genangan, khususnya di *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo. Tinggi genangan pada kawasan tersebut 20cm dengan lama genangan  $\pm 56$  menit. Pada saat terjadi hujan dengan intensitas tinggi biasanya terjadi genangan pada bahu jalan dan bangunan di sekitarnya. Berdasarkan pada kondisi tersebut maka tugas akhir ini bertujuan untuk mengevaluasi kembali sistem drainase yang ada pada saluran yang terpengaruh, yaitu saluran Petemon Sidomulyo.

Dalam evaluasi sistem drainase saluran sekunder Petemon Sidomulyo ini dimulai dengan survey lokasi, pengumpulan data hujan, tata guna lahan, data genangan, dan data topografi. Data tersebut diperlukan untuk analisis yang meliputi perhitungan curah hujan rata-rata, perhitungan curah hujan rencana metode log person type III, perhitungan debit rencana metode rasional, perhitungan kapasitas eksisting dan pengaruh *back water*.

Setelah dilakukan perhitungan diketahui  $Q$  kapasitas saluran primer 27,204 m<sup>3</sup>/detik serta  $Q$  kapasitas



saluran sekunder 3,865 m<sup>3</sup>/detik, dan terjadi pengaruh *back water* sepanjang 879,3905m pada saluran sekunder, maka akan dibangun 1 pompa dengan kapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/detik. Dalam mewujudkan *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo yang bebas banjir maka harus ada tindakan dan kerjasama yang baik antara masyarakat dan Pemerintah Kota Surabaya, karena dalam mengatasi masalah ini terdapat masalah banjir yang kompleks.

Kata kunci : *back water*, genangan, drainase, pompa, petemon sidomulyo

**DESIGN OF PETEMON SIDOMULYO SECONDARY DRAINAGE SYSTEM, SURABAYA CITY, EAST JAVA**

**Name** : *Prisila Astria Dewi*  
**Nrp** : *3113030071*  
**Name** : *Aprillia Wijayanti Ningrum*  
**Nrp** : *3113030115*  
**Major** : *Diploma 3 Civil Engineering FTSP ITS*  
**Counsellor I** : *Ir. Ismail Sa'ud, MMT.*  
**Counsellor II** : *S. Kamilia Aziz, ST.,MT.*

*Abstract*

*On the rainy season, most part of Surabaya was flooded especially on catchment of Petemon sidomulyo secondary drainage. The flood is 20 cms high and the duration is  $\pm 56$  minutes. If the rain intensity is high, there will be puddles around the sideroads and the buildings. Based on those investigations, this final project aims to evaluate the drainage system of petemon sidomulyo.*

*The evaluate of petemon sidomulyo secondary drainage system begin with location surveying, rain data collecting, land use data, flood data, and topography data. These datas are used to analyze average rainfall calculation, plan rainfall calculation with log person type III method, plan debit calculation with rasional method, existing capacity calculation, and back water effect.*

*After the calculation, has known that  $Q$  capacity of primary drainage is  $27,204 \text{ m}^3/\text{sec}$ , so the water will flooded and occurs the back water effect on  $879,3905 \text{ ms}$  long. So it will be installed a water pump with  $1,5 \text{ m}^3/\text{sec}$  capacity so that the water does not overflow onto the sideroads and residential area. on realizing simo kwagean roads which free flooding, then there must be an action*

*and good collaboration between the peoples and the City  
Government of Surabaya.*

*Keyword: Back water, flooded, drainage, water pump,  
petemon sidomulyo*

## KATA PENGANTAR

Assalamualaikum wr.wb,

Alhamdulillah, puji syukur dipanjatkan kehadiran Allah SWT atas berkat dan rahmat-Nya, penyusun dapat menyelesaikan proposal tugas akhir yang berjudul Rancangan Sistem Drainase Kawasan Petemon Sidomulyo Kecamatan Petemon, Kota Surabaya. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi kami di Program Studi Diploma 3 Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Laporan proposal tugas akhir ini bisa terwujud berkat bimbingan, saran-saran, serta bantuan dari berbagai pihak. Untuk itu pada kesempatan ini perkenankanlah penyusun menyampaikan terimakasih dan penghargaan kepada :

1. Bapak Ir. Ismail Sa'ud, MMT. dan Ibu S. Kamilia Aziz, ST.,MT. selaku dosen pembimbing Proyek Akhir kami.
2. Kedua orang tua kami yang selalu mendukung dan memberikan do'a.
3. Teman-teman yang selalu membantu dan memberikan dukungan kepada kami.
4. Semua pihak yang tidak bisa kami sebutkan satu persatu yang telah membantu.

Kami menyadari sepenuhnya bahwa masih banyak kekurangan baik yang disengaja maupun tidak, untuk itu mohon kritik dan saran untuk kesempurnaan laporan tugas akhir ini. Semoga bisa bermanfaat.

Wassalamualaikum wr.wb.

Surabaya, 4 Januari 2016

Penyusun





## DAFTAR ISI

DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR TABEL .....	xi
DAFTAR GAMBAR .....	xiii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Batasan Masalah.....	2
1.4 Tujuan.....	3
1.5 Lokasi Studi.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	5
2.1 Tinjauan Lokasi .....	5
2.2 Umum.....	8
2.3 Perhitungan curah hujan daerah aliran (point rainfall) .....	9
2.4 Parameter Dasar Statistik .....	11
2.5 Analisis Distribusi Frekuensi .....	14
2.4.1 Metode Distribusi Normal .....	14
2.4.2 Metode Distribusi Gumbel .....	14
2.4.3 Metode Distribusi Long person <i>Type III</i> .....	16
2.5 Uji kesesuaian Distribusi Frekuensi .....	18
2.5.1 Uji Chi Kuadrat ( <i>Chi Square Test</i> ).....	18

2.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov .....	20
2.6 Perhitungan debit banjir rencana Metode Rasional .....	21
2.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu .....	27
2.8 Analisis Hidrolika .....	30
2.8.1 Perhitungan Kapasitas Saluran.....	30
2.8.2 Perhitungan <i>Back Water</i> .....	32
BAB III METODOLOGI.....	35
3.1 Pengumpulan data.....	35
3.2 Pengidentifikasian masalah.....	36
3.3 Penyusunan penyelesaian masalah.....	36
3.3.1 Evaluasi data curah hujan .....	36
3.3.2 <i>Flow Chart</i> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
BAB IV ANALISA DAN PERHITUNGAN.....	39
4.1 Umum .....	39
4.2 Perhitungan Hujan Rata-rata.....	40
4.3 Analisa Frekuensi.....	41
4.3.1 Perhitungan Distribusi Gumbel.....	42
4.3 2 Perhitungan Distribusi Log Person <i>Type III</i> ...	45
4.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	48
4.4.1 <i>Chi Square Test</i> / Uji Chi Kuadrat .....	48
4.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov .....	52

4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana .....	55
4.5.1 Perhitungan Debit Dengan Menggunakan Metode Rasional .....	55
4.5.2 Perhitungan Debit Dengan Menggunakan Metode HSS Nakayasu .....	57
4.6 Analisis Hidrolika.....	78
4.6.1 Perhitungan Kapasitas Saluran .....	78
4.6.2 Perhitungan <i>Back Water</i> .....	83
4.6.3 Perhitungan Pompa.....	89
4.7 Rencana Perbaikan Sistem Drainase .....	110
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....	112
TABEL KETERSEDIAAN DATA.....	113
DAFTAR PUSTAKA.....	114



## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Parameter Statistik untuk menentukan jenis Distribusi .....	13
Tabel 2. 2 Reduce Mean ( $Y_n$ ) .....	15
Tabel 2. 3 Reduced Standart Deviation ( $S_n$ ) .....	15
Tabel 2. 4 Nilai k Distribusi Log Person Type III.....	17
Lanjutan Tabel 2. 5 Nilai k Distribusi Log Person Type III .....	18
Tabel 2. 6 Nilai Chi Kuadrat Teoritis .....	19
Lanjutan Tabel 2. 7 Nilai Chi Kuadrat Teoritis.....	20
Lanjutan Tabel 2. 8 Nilai Chi Kuadrat Teoritis.....	20
Tabel 2. 9 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-kolmogorov .....	21
Tabel 2. 10 Kecepatan Aliran Air yang Diizinkan Berdasarkan Jenis Material.....	24
Tabel 2. 11 Koefisien Pengaliran .....	26
Tabel 4. 1 Perhitungan hujan rata-rata .....	41
Tabel 4. 2 Reduce Mean ( $Y_n$ ).....	42
Tabel 4. 3 Reduced Standart Deviation ( $S_n$ ).....	43
Tabel 4. 4 Perhitungan Distribusi Gumbel.....	43
Tabel 4. 5 Perhitungan Distribusi Log Person Type III.....	46
Tabel 4. 6 Hasil Syarat Distribusi.....	47
Tabel 4. 7 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan (R) Metode Log Person Type III.....	48
Tabel 4. 8 Urutan CH Maksimum.....	50
Tabel 4. 9 Perhitungan Chi Kuadarat.....	50
Tabel 4. 10 Nilai Chi Kuadrat Teoritis.....	51
Lanjutan Tabel 4. 11 Nilai Chi Kuadrat Teoritis.....	52
Tabel 4.12 Perhitungan Smirnov Kolmogorov untuk Log Person Type III.....	54
Tabel 4. 13 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-kolmogorov.....	55



Tabel 4.14 Rata-rata Hujan Harian Sampai Jam Ke-t.....	59
Tabel 4.15 Rata-rata Hujan Pada Jam ke-t.....	59
Tabel 4.16 tinggi Curah hujan efektif untuk curah hujan rencana dengan periode ulang (T) tahun metode Log Person Type III.....	60
Tabel 4.17 Menghitung curah hujan efektif jam-jaman...	61
Tabel 4.18 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu Catchment Area Sal. Sekunder Petemon Sidomulyo.....	64
Tabel 4.19 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayasu...	65
Tabel 4.20 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	65
Tabel 4.21 Hidrograf banjir Q5.....	72
Tabel 4.22 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting....	79
Tabel 4.23 Kapasitas Saluran.....	80
Tabel 4.24 Kapasitas Saluran Rencana.....	81
Tabel 4.25 Kontrol Banjir.....	82
Tabel 4.26 Perhitungan <i>Back Water</i> Primer.....	87
Tabel 4.27 Perhitungan <i>Back Water</i> Sekunder.....	88
Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m <sup>3</sup> /det.....	91

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Studi.....	9
Gambar 1.2 Sistem Jaringan Drainase .....	10
Gambar 1.3 Skema Jaringan .....	11
Gambar 1.4 Saluran Simo Kwagean .....	12
Gambar 1.5 Saluran Petemon Sidomulyo .....	12
Gambar 1.6 Saluran primer Greges .....	13
Gambar 1.7 Pertemuan kali Greges dan kali Simo Kwagean .....	13
Gambar 1.8 Saluran primer Simo Kwagean .....	14
Gambar 2.1 <i>Poligon Thiessen</i> .....	38



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pertumbuhan dan perkembangan industri di daerah perkotaan menimbulkan dampak yang cukup besar pada siklus hidrologi sehingga berpengaruh besar terhadap sistem drainase perkotaan. Adapun perkembangan kawasan hunian yang padat disinyalir sebagai penyebab banjir dan genangan di lingkungan sekitarnya. Hal ini disebabkan karena perkembangan urbanisasi yang menyebabkan perubahan tata guna lahan. Oleh karena itu perkembangan kota harus diikuti dengan peningkatan dan perbaikan sistem drainase.

Pembangunan perumahan dan pertokoan di daerah Petemon Sidomulyo, Kecamatan Petemon, Kota Surabaya yang cukup pesat telah mengurangi area resapan air hujan dan menimbulkan genangan-genangan sedalam 15cm dan genangan tersebut baru dapat surut setelah  $\pm 56$  menit. Selain itu saluran drainase yang sudah adapun kegunaannya telah berkurang karena adanya pembuangan sampah di saluran drainase. Akibatnya setiap musim hujan air dari saluran drainase meluap membanjiri rumah-rumah dan jalan di sekitar saluran drainase. Warga sudah pernah melakukan gotong-royong untuk membersihkan endapan di saluran sekunder, namun tetap saja banjir apabila terjadi hujan dengan intensitas tinggi. Maka perlu dilakukan Evaluasi saluran agar air tidak lagi meluber dan membanjiri pemukiman warga.

Penataan dan peningkatan fungsi jaringan drainase kota, khususnya di daerah Petemon Sidomulyo, Kecamatan Petemon, Kota Surabaya perlu segera dilakukan agar permasalahan banjir dan genangan serta segala akibat yang timbul karenanya dapat segera dikurangi atau mungkin dihilangkan. Sebab permasalahan ini dapat meningkatkan dampak buruk bagi masyarakat, terutama di bidang kesehatan.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Dengan melihat permasalahan diatas, maka dapat disimpulkan permasalahan yang akan dijadikan objek dalam mengevaluasi sistem saluran yang ada yaitu sebagai berikut :

1. Bagaimana perbandingan antara kapasitas debit hasil perhitungan dengan dimensi saluran yang ada?
2. Bagaimana desain dimensi saluran drainase untuk menampung debit rencana?

## **1.3 Batasan Masalah**

Permasalahan ini telah difokuskan pada perhitungan secara teknis yang selanjut nya dievaluasi terhadap kondisi existingnya. Dengan demikian penelitian ini dilakukan dengan batasan-batasan :

1. Mengevaluasi sistem drainase yang ada, ditinjau dari fungsi dan kapasitas nya.
2. Perhitungan hujan rencana.
3. Catchmen area sistem drainase.
4. Perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang 5 tahun berdasarkan pertimbangan faktor biaya dan keamanan untuk drainase perkotaan.

## 1.4 Tujuan

Tujuan Tugas akhir “Rancangan Sistem Drainase Kawasan Petemon Sidomulyo, Kecamatan Petemon, Kota Surabaya” ini adalah :

1. Menghitung kapasitas debit yang dapat ditampung oleh saluran eksisting.
2. Menghitung dimensi saluran rencana.

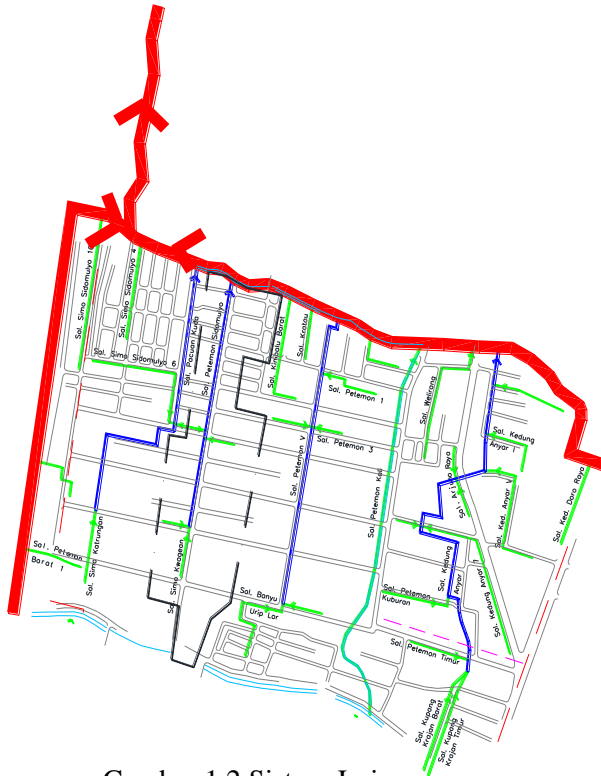
## 1.5 Lokasi Studi

Untuk lokasi studi Petemon Sidomulyo kecamatan Petemon kota Surabaya dapat dilihat pada gambar 1.1



Gambar 1. 1 Lokasi Studi

Untuk sistem jaringan Drainase saluran Petemon Sidomulyo kecamatan Petemon Surabaya dapat dilihat pada gambar 1.2



Gambar 1.2 Sistem Jaringan saluran Petemon Sidomulyo kecamatan Petemon

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Lokasi**

Pada gambar 2.1 (Skema Jaringan saluran Petemon Sidomulyo, Kecamatan Petemon Surabaya) terlihat arah aliran dari saluran Petemon Sidomulyo, dimana seluruh saluran tersier arah nya menuju saluran sekunder Petemon Sidomulyo, lalu oleh saluran Petemon Sidomulyo diarahkan menuju saluran primer Greges.

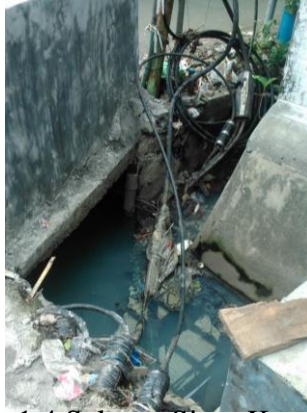


Gambar 1.3 Skema Jaringan



saluran Petemon Sidomulyo kecamatan Petemon Surabaya

Gambar berikut memperlihatkan Saluran Simo Kwagean dimana terjadi kerusakan pada plengsengan saluran, dan juga masalah sedimentasi.



Gambar 1.4 Saluran Simo Kwagean (1)

Gambar berikut yaitu Saluran Petemon Sidomulyo, permasalahan yang terjadi pada saluran ini yaitu masih banyak sedimentasi yang dikarenakan pemanfaatan permukaan saluran untuk peluang bisnis seperti bengkel, warung kopi, dan cuci motor.



Gambar 1.5 Saluran Petemon Sidomulyo (2)

Gambar berikut ini yaitu Kali Greges permasalahan pada saluran primer ini yaitu sedimentasi.



Gambar 1.6 Saluran primer Greges (3)

Gambar berikut ini merupakan pertemuan antara Kali Greges dan Kali Simo dimana permasalahan pada saluran berikut yaitu letak saluran yang bertemu sehingga alirannya saling bertabrakan. Karena aliran Kali Simo yang lebih deras, akibatnya aliran Kali Greges menjadi terhambat dan meluber menuju saluran sekunder Petemon Sidomulyo.



Gambar 1.7 Pertemuan kali Greges dan kali Simo  
Kwagean (4)

Gambar berikut ini yaitu Kali Simo. Permasalahan pada saluran primer ini yaitu sedimentasi dan pemukiman warga yang terlalu menjorok ke tepi saluran.



Gambar 1.8 Saluran primer Simo (5)

## 2.2 Umum

Dalam mengevaluasi system drainase, tahap awal yang harus dihitung adalah analisa hidrologi. Analisa hidrologi berfungsi untuk memperkirakan banyaknya air yang ada di saluran tersebut, menentukan curah hujan maksimum untuk menghitung debit banjir rencana.

Dalam pengevaluasian saluran paling tidak sedikitnya dibutuhkan data curah hujan 10 tahunan, dari

data curah hujan tersebut diambil curah hujan maksimum setiap tahunnya dengan asumsi supaya tampungan terhadap debit hujan aman. Setelah curah hujan maksimum didapat kemudian dimasukkan ke dalam perhitungan karakteristik hujan untuk menentukan nilai koefisien kemencengan ( $C_s$ ), koefisien ketajaman ( $C_k$ ) dan koefisien variasi ( $C_v$ ), jika nilai  $C_k$  dan  $C_v$  sudah didapat maka tahap selanjutnya adalah menentukan metode distribusi yang sesuai dengan nilai  $C_k$  dan  $C_v$  tersebut. Metode distribusi didapat kemudian diuji kesesuaiannya dengan uji Chi kuadrat test dan uji smirnov-kolmogorov. Setelah melalui lolos pengujian maka hujan rencana diambil yang terbesar dan digunakan untuk menghitung debit banjir rencana dengan metode yang cocok digunakan yang disesuaikan dengan catchment area dari sistem drainase tersebut.

Debit banjir rencana untuk merencanakan kapasitas air tanpa terjadi luapan, setelah menentukan debit banjir rencana yang dipakai control debit adalah debit per-catchment area dan data-data exiting sepanjang aliran sungai. Setelah debit banjir rencana didapat tahap selanjutnya mengevaluasi dengan cara membandingkan antara kapasitas desain saluran dengan debit banjir rencana.

### **2.3 Perhitungan curah hujan daerah aliran (*point rainfall*)**

Data hujan yang diperoleh dari stasiun hujan merupakan hujan yang terjadi pada 1 titik saja/ *point rainfall* (Soemarto, 1999). Untuk perhitungan hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga dibutuhkan beberapa stasiun hujan yang akan diubah menjadi curah hujan wilayah. Ada 3 cara yang sering digunakan untuk menentukan curah hujan wilayah,

yaiti rata-rata aljabar (aritmatik), Poligon *Thiessen*, dan Isohyet.

Dari ketiga metode diatas perlu dipilih metode yang sesuai pada suatu daerah tangkapan air.

### 1. Thiessen Poligon

Dalam analisa ini perhitungan area rainfall menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Hal ini disebabkan kondisi stasiun hujan yang tidak merata. Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut :

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
- Topografi daerah tidak diperhitungkan.
- Stasiun hujan tidak tersebar merata

$$R = \frac{R1.A1 + R2.A2 + \dots + Rn.An}{A}$$

Dimana :

R = Hujan rata-rata daerah (mm)

Rn = Hujan pada pos penakar hujan (mm)

An = Luas daerah pengaruh pos penakar hujan (km<sup>2</sup>)

A = Luas total DAS (km<sup>2</sup>)

### 2. Aritmatic Mean

Biasanya cara ini dipakai pada daerah yang datar dan banyak stasiun penakar hujan dan dengan anggapan bahwa daerah tersebut sifat curah hujannya seragam. Cara ini digunakan apabila

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar
- Penempatan alat ukur tersebar merata
- Variasi curah hujan sedikit dari harga tengahnya

Cara penghitungannya sebagai berikut :

$$R = \frac{1}{n} + (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n \text{ atau } R$$

$$= \frac{1}{n} \sum_{n=1}^n R_1$$

Dimana :

$R$  = Tinggi hujan rata-rata daerah aliran (arean *Rainfall*)

$R_1 R_2 R_3 R_n$  = Tinggi hujan masing-masing stasiun

$N$  = Banyaknya stasiun

## 2.4 Parameter Dasar Statistik

Dalam statistic ada beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data, yaitu meliputi rata-rata, standart deviasi, koefisien *skewness* dan koefisien kurtosis. Parameter statistik ini digunakan untuk menentukan distribusi frekuensi yang akan digunakan. Berikut setiap jenis distribusi mempunyai parameter statistik yang terdiri dari :

- Nilai rata-rata tinggi hujan

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dari rata-rata penakaran tinggi hujan. Rumus yang digunakan :

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}$$

Dimana :

$\bar{R}$  : rerata (mm)

$R_i$  : variable random (mm)

$N$  : jumlah data

*Sumber: Triatmojo, 2010*

- Standar Deviasi

Standar Deviasi dapat digunakan untuk mengetahui variabilitas dari distribusi. Semakin besar standart deviasinya maka semakin besar penyebaran dari distribusi. Nilai standart deviasi dapat dihtung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n-1}}$$

Dimana :

$S$  : Deviasi standart

$X_i$  : Nilai varian ke i

$\bar{X}$  : Nilai rata-rata varian

$n$  : Jumlah data

*Sumber : Soewarno, 1995*

- Koefisien Kemencengan ( $C_s$ )

Koefisien Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan dari suatu bentuk distribusi. . Nilai koefisien skeweness dapat dihtung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2) \times S^3}$$

Dimana :

$CS$  : Koefesien *Skewness*

$X_i$  : Nilai varian ke i

$\bar{X}$  : Nilai rata-rata varian

$n$  : Jumlah data

*Sumber : Triatmojo, 2010*

- Koefisien Keruncingan (Ck)

Koefisien Keruncingan (kurtosis) dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Nilai koefisien kurtosis dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3) \times S^4} \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^4 \times S$$

Dimana :

Ck : Koefisien Kurtosis

Xi : Nilai varian ke i

$\bar{X}$  : Nilai rata-rata varian

n : Jumlah data

S : Deviasi standar

Sumber : Triatmojo, 2010

Perhitungan curah hujan rencana dihitung dengan analisis distribusi frekuensi. Distribusi yang digunakan adalah distribusi normal, distribusi gumbel dan distribusi *log person type III*.

Adapun syarat-syarat parameter statistik dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2. 1 Parameter Statistik untuk menentukan jenis Distribusi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Normal	Cs = 0 Ck = 3
2	Log Normal	Cs = Cv3 + 3 Cv Ck = Cv8 + 6Cv6 + 15Cv4 + 16Cv2 + 3
3	Gumbel	Cs = 1.14 Ck = 5.4
4	<i>Log Person Type III</i>	Selain dari nilai diatas / flexibel

Sumber : Triatmodjo, 2010



## 2.5 Analisis Distribusi Frekuensi

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Perhitungan hujan rencana dipakai metode antara lain :

### 2.4.1 Metode Distribusi Normal

Rumus dasar yang digunakan dalam menggunakan analisa distribusi normal adalah :

$$X = \bar{X} + k.S$$

$$V = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}}$$

Dimana :

- $X$  = Curah hujan dengan periode ulang  $T$  tahun
- $\bar{X}$  = Curah hujan rata-rata harian maksimum selama tahun pengamatan
- $S$  = Standart Deviasi
- $K$  = Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisa peluang.

*Sumber : Soewarno, 1995*

### 2.4.2 Metode Distribusi Gumbel

Dalam perhitungan rumus yang dipakai untuk metode distribusi gumbel adalah :

$$X_T = \bar{X} + K.S_d$$

Dimana :

- $X_T$  = Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada  $T$  tahun

- $\bar{X}$  = Nilai rata-rata dari data hujan  
 $S_d$  = Standart deviasi  
 $K$  =Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

$$Y_T = -In. In \left( \frac{T}{T-1} \right)$$

- $Y_n$  = Reduce mean  
 $S_n$  = Reduce Standart Deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data n  
 $Y_T$  = Parameter Gumbel periode T tahun  
 $N$  = Jumlah pengamatan

*Sumber : Soewarno, 1995*

Tabel 2. 2 Reduce Mean ( $Y_n$ )

N	$Y_n$	N	$Y_n$	N	$Y_n$	N	$Y_n$
10	0.4952	15	0.5128	20	0.5236	25	0.5309
11	0.4996	16	0.5157	21	0.5252	26	0.532
12	0.5035	17	0.5181	22	0.5268	27	0.5332
13	0.5070	18	0.5202	23	0.5283	28	0.5342
14	0.5100	19	0.522	24	0.5296	29	0.5353

*Sumber : Soewarno, 1995*

Tabel 2. 3 Reduced Standart Deviation ( $S_n$ )

N	$S_n$	N	$S_n$	N	$S_n$	N	$S_n$
10	0.9496	15	1.0206	20	1.0628	25	1.0915
11	0.9676	16	1.0136	21	1.0696	26	1.1961
12	0.9833	17	1.0411	22	1.0754	27	1.1004
13	0.9971	18	1.0493	23	1.0811	28	1.1047
14	1.0095	19	1.0565	24	1.0864	29	1.1086

*Sumber : Soewarno, 1995*

### 2.4.3 Metode Distribusi Long person *Type III*

Perhitungan distribusi log person dapat dihitung dengan :

$$\log x = \overline{\log x} + s.\log x.k$$

Dimana :

$\overline{\log x}$  : Nilai logaritmik variat yang diharapkan

$\overline{\log x}$  : Nilai rata-rata hitung logaritmik variat

$s.\log x$  : Deviasi standart logaritmik nilai x

K : Faktor frekuensi yang merupakan fungsi ualng dan type distribusinya

periode

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n}$$

$$s.\log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{(n-1)}}$$

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3$$

Tabel 2. 4 Nilai k Distribusi Log Person Type III

<i>Koef. Cs</i>	<i>Waktu Balik Dalam Tahun</i>							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	<b>Peluang (%)</b>							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3	-0.396	0.42	1.18	2.278	3.152	4.051	4.97	7.25
2.5	-0.36	0.518	1.25	2.262	3.048	3.845	4.652	6.6
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.444	6.2
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.91
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.66
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99	5.39
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.11
1.2	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661	4.82
1	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022	3.489	4.54
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.78	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.25
0.7	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.96
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.91	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949	3.67
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.38
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67	3.235
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.09
-0.1	0.017	0.836	1.27	1.716	2	2.252	2.482	2.95
-0.2	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388	2.81
-0.3	0.05	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.54
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.4

Lanjutan Tabel 2. 5 Nilai k Distribusi Log Person Type III

Koef. Cs	Waktu Balik Dalam Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
-0.6	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.15
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749	1.91
-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.8
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.28
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.13
-2	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995	1
-2.2	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907	0.91
-2.5	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8	0.802
-3	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Sumber : Soewarno, 1995

## 2.5 Uji kesesuaian Distribusu Frekuensi

### 2.5.1 Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Uji Chi Kuadrat bertujuan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang dipilih bisa mewakili distribusi statistic sampel data yang dianalisis. Pengujian ini menggunakan parameter  $X^2$ , dapat dihitung dengan rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

$$G = 1 = +1,37 \text{ Ln}(n)$$

$$Dk = G - R - 1$$

$$P(Xm) = \frac{m}{n+1}$$

$$T(Xm) = \frac{n+1}{m}$$

Dimana :

- $X^2$  = Parameter Chi Kuadrat  
 $G$  = Jumlah Sub kelompok  
 $Ei$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1  
 $Oi$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1  
 $dk$  = Derajat kebebasan  
 $R$  = Konstanta  
 $P$  = Peluang

Tabel 2. 6 Nilai Chi Kuadrat Teoritis

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.000039	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819

Lanjutan Tabel 2. 7 Nilai Chi Kuadrat Teoritis

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,582	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

*Sumber : Soewarno, 1995*

## 2.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data, yaitu distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut  $\Delta_{mak}$

$$\Delta_{mak} = |Pe - Pt|$$

Dimana :

$\Delta_{mak}$  = Selisih antara peluang teoritis dengan peluang empiris

$\Delta_{cr}$  = Simpangan kritis (dari tabel)

Pc = Peluang empiris

Pf = Peluang teoritis

Kemudian dibandingkan antara  $\Delta mak$  dengan  $\Delta cr$  bila  $\Delta mak < \Delta cr$  maka pemilihan distribusi frekwensi tersebut dapat diterapkan pada data tersebut.

Tabel 2. 9 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-kolmogorov

N	$\alpha$ (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,39	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Sumber : Soewarno, 1995

## 2.6 Perhitungan debit banjir rencana Metode Rasional

Metode rasional dapat digunakan untuk menghitung debit puncak sungai atau saluran, namun dengan daerah pengaliran yang terbatas. Dengan rumus :

$$Q = \frac{1}{3,6} C.I.A$$

Dimana :

Qp = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>)

A = Luas daerah aliran sungai (Km)

C = Koefisien pengaliran



$I$  = Intensitas jumlah Hujan (mm/jam)

$t$  = Lamanya hujan (dalam jam)

- Intensitas hujan ( $I$ ) :

$$I = \frac{Rt}{24} \times \left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$$

- Koefisien Pengaliran :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot C_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

#### a. Intensitas Curah Hujan

Data yang digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan adalah curah hujan jangka pendek yang dinyatakan dalam intensitas per jam yang disebut intensitas curah hujan (mm/jam). Besarnya intensitas curah hujan itu berbeda-beda yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya. Untuk mengestimasi intensitas curah hujan, dalam perencanaan ini biasanya digunakan salah satu dari rumus di bawah ini :

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24}\right) \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{2/3}$$

Dimana:

$I$  = Intensitas curah hujan (mm/jam)

$T_c$  = Lamanya hujan mengalir dari titik terjauh menuju titik kontrol yang ditentukan (jam)

$R_{24}$  = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

### b. Waktu Konsentrasi ( $T_c$ )

Waktu konsentrasi,  $T_c$  adalah waktu yang diperlukan untuk mengalirkan air hujan dari titik terjauh menuju suatu titik tertentu ditinjau pada daerah pengaliran. Umumnya waktu konsentrasi terdiri dari waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir pada permukaan tanah menuju saluran terdekat ( $T_o$ ) dan waktu untuk mengalir dalam saluran ke suatu tempat yang ditinjau ( $T_f$ ).

$$T_c = T_o + T_f$$

Dimana :

$T_c$  = Lamanya hujan mengalir dari titik terjauh menuju titik kontrol yang ditentukan (menit)

$T_f$  = Waktu pengaliran dalam saluran (menit)

$T_o$  = Waktu pengaliran dari lahan menuju saluran (menit)

$L$  = Panjang saluran (m)

$D$  = Beda tinggi antara titik terjauh (m)

$V$  = Kecepatan aliran air dalam saluran (m/dt)

Untuk mencari nilai  $T_o$  dan  $T_f$  menggunakan rumus sebagai berikut :

- Rumus Kirpich

$$T_o = 0.0195 \times \left( \frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0.77}$$

Dimana :

$L_o$  = jarak titik tinjau lahan terhadap system saluran yang ditinjau

$I_o$  = kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang ditinjau

- Rumus Dr. Rizha

$$Tf = \frac{L}{V}$$

Dimana :

L = panjang saluran (m)

V = kecepatan di dalam saluran (m/det)

Tabel 2. 10 Kecepatan Aliran Air yang Diizinkan  
Berdasarkan Jenis Material

Jenis bahan	Kecepatan (m/det)
Pasir halus	0.45
Lempung kepasiran	0.5
Lanau alluvial	0.6
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Lempung padat	1.1
Kerikil kasar	1.2
Batu-batu besar	1.5
Pasangan batu	1.5
Beton	1.5
Beton bertulang	1.5

(Sumber : *Petunjuk Desain Drainase Permukaan Jalan No.008/BNKT/1990*)

### c. Koefisien pengaliran

Koefisien pengaliran merupakan perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Koefisien pengaliran pada suatu daerah dipengaruhi oleh kondisi karakteristik sebagai berikut :

- Kondisi hujan
- Luas dan bentuk daerah pengaliran

- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kebasahan tanah
- Suhu udara, angin dan evaporasi
- Tata guna lahan

Untuk menentukan koefisien pengaliran rata-rata, rumus yang digunakan adalah :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot C_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dimana :

C = Koefisien aliran rata-rata

A<sub>i</sub> = Luas daerah pengaruh pos penakar hujan (km<sup>2</sup>)

C<sub>i</sub> = Koefisien aliran pada tata guna lahan yang berbeda

A<sub>i</sub> = Luas total DAS (km<sup>2</sup>)

Koefisien pengalihan didasarkan pada suatu pertimbangan bahwa koefisien sangat tergantung pada faktor-faktor fisik seperti yang disajikan pada tabel berikut :

Tabel 2. 11 Koefisien Pengaliran

Deskripsi lahan/ Karakter Permukaan	Koefisien Aliran
Buisness	
Perkotaan	0.70-0.90
Pinggiran	0.50-0.70
Perumahan	
Rumah tinggal	0.30-0.50
Multiunit, terpisah	0.40-0.60
Multiunit, tergabung	0.60-0.75
Perkampungan	0.25-0.40
Apartemen	0.50-0.70
Industri	
Ringan	0.50-0.80
Berat	0.60-0.90
Perkerasan	
Aspal dan beton	0.70-0.95
Batu bata, paving	0.50-0.70
Atap	0.75-0.95
Halaman, tanah berpasir	
Datar 2%	0.13-0.17
Rata-rata 2-7%	0.18-0.22
Curam 7%	0.25-0.35
Halaman Kereta Api	0.10-0.35
Taman tempat bermain	0.20-0.35
Taman, perkuburan	0.10-0.25
Hutan	
Datar 0-5%	0.10-0.40
Bergelombang 5-10%	0.25-0.50
Berbukit 10-30%	0.30-0.60

(Sumber : Loebis, 1984)

## 2.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode HSS Nakayasu

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman aliran (elevasi) atau debit aliran; sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menjadi hidrograf debit dengan menggunakan *rating curve*. Untuk selanjutnya yang dimaksud dengan hidrograf adalah hidrograf debit, kecuali apabila dinyatakan lain.

Pada tahun 1932, L.K. *Sherman* mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan *catchment area* dengan intensitas tetap dalam satu durasi tertentu.

Metode hidrograf satuan banyak digunakan untuk memperkirakan banjir rancangan. Metode ini relatif sederhana, mudah penerapannya, tidak memerlukan data yang kompleks, dan memberikan hasil rancangan yang cukup teliti. Data yang diperlukan untuk menurunkan hidrograf satuan terukur di *catchment area* yang ditinjau adalah data hujan otomatis dan pencatatan debit di titik kontrol. Beberapa anggapan dalam penggunaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut ini:

1. Hujan efektif mempunyai intensitas konstan selama durasi hujan efektif. Untuk memenuhi anggapan ini maka hujan deras yang dipilih adalah hujan dengan durasi singkat.
2. Hujan efektif terdistribusi secara merata pada seluruh *catchment area*. Dengan anggapan ini

maka hidrograf satuan tidak berlaku untuk *catchment area* yang sangat luas, karena ini sulit untuk mendapatkan hujan yang sangat merata di seluruh *catchment area*. Penggunaan pada *catchment area* yang sangat luas dapat dilakukan dengan cara membagi *catchment area* menjadi sejumlah sub *catchment area* dilakukan analisis hidrograf satuan.

3. Dari data hujan dan hidrograf limpasan langsung yang tercatat setiap interval waktu tertentu (misalnya tiap jam), selanjutnya dilakukan pemilihan data untuk analisis tahap selanjutnya. Untuk penurunan hidrograf satuan, dipilih kasus banjir dengan kriteria berikut ini:
4. Hidrograf banjir berpuncak tunggal, hal ini dimaksudkan untuk memudahkan analisis.
5. Hujan penyebab banjir terjadi merata diseluruh *catchment area*, hal ini dipilih untuk memenuhi kriteria teori hidrograf satuan.
6. Dipilih kasus banjir dengan debit yang memiliki puncak yang relatif cukup besar.

Berdasarkan kriteria tersebut, maka akan terdapat beberapa kasus banjir. Untuk masing-masing kasus banjir diturunkan hidrograf satuannya. Hidrograf satuan yang dianggap dapat mewakili *catchment area* yang ditinjau adalah hidrograf satuan rerata yang diperoleh dari beberapa kasus banjir tersebut.

Di daerah yang data hidrologinya tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuatlah hidrograf satuan sintesis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari *catchment area*. Metode *Nakayasu* adalah salah satu dari beberapa metode yang biasa digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintesis ini. Hidrograf satuan sintesis *Nakayasu* dikembangkan

berdasarkan beberapa sungai di Jepang (*Sumber : Soemarto, 1987*).

Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

- Tenggang waktu dari permukaan hujan sampai puncak hidrograf (time of peak)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (time lag)
- Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph)
- Luas daerah aliran sungai
- Panjang alur sungai utama terpanjang (length of the longest channel)

Bentuk HSS *Nakayasu* dalam persamaan berikut ini :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left( \frac{A R_e}{0,3T_p + T_{0,3}} \right)$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L = L > 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0,21L^{0,7} = L < 15 \text{ km}$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g$$

Dimana :

- $Q_p$  = debit puncak banjir ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
- $A$  = luas *catchment area* ( $\text{km}^2$ )
- $R_e$  = curah hujan efektif (1 mm)
- $T_p$  = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)
- $T_{0,3}$  = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 (30%) kali debit puncak (jam)
- $T_g$  = waktu konsentrasi
- $T_r$  = satuan waktu dari curah hujan (jam)



- $\alpha$  = koefisien karakteristik *catchment area* biasanya diambil dua
- L = panjang sungai utama (km)

Bentuk hidrograf satuan oleh persamaan berikut :

1. Pada kurva naik ( $0 < t < T_p$ )

$$Q_t = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

2. Pada kurva turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )

$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

3. Pada kurva turun ( $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$$

4. Pada kurva turun ( $t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}}$$

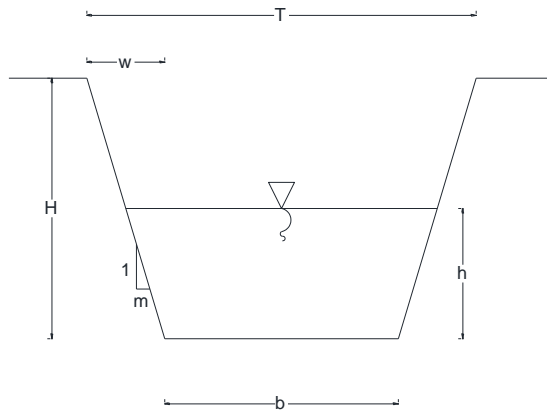
$$Q_p = 2,78 \cdot \frac{C_p \cdot A}{\tau_p}$$

## 2.8 Analisis Hidrolika

### 2.8.1 Perhitungan Kapasitas Saluran

Kapasitas pengaliran sungai dihitung berdasarkan Rumus Manning yang mana perhitungannya dibuatkan atas hasil pengukuran profil yaitu long section dan cross section sungai. Dalam proyek ini dihitung persegmen sungai dan hasil perhitungan dimasukkan ke dalam tabel.

Cara ini memungkinkan untuk mengevaluasi pengaruh masing-masing variable terhadap besarnya kecepatan. Bila dilakukan evaluasi semacam ini, kecepatan pada kondisi tertentu pada variable-variable sama dengan tingkat pengaruh setiap variable tersebut terhadap kecepatannya.



$$Q = A \times V$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$A = \frac{(T + B)}{2} \times h$$

$$P = B + h + h$$

Dimana :

Q = Debit aliran (m<sup>3</sup>/dt)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

n = Koefisien kekasaran  
manning

- P = Keliling penampang basah  
 (m)  
 A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)  
 R = Jari-jari hidrolis (m)  
 I = Kemiringan saluran

### 2.8.2 Perhitungan *Back Water*

Analisa *back water* dipengaruhi oleh penyempitan kapasitas saluran dan untuk mengetahui sejauh mana ketinggian air pada jarak tertentu akibat adanya muka air banjir tertinggi di sekitar daerah muara.

Secara umum metode tahapan langsung dinyatakan dengan membagi saluran menjadi pendek, lalu menghitung secara bertahap dari satu ujung ke ujung yang lainnya. Persamaan tinggi tekanan total di kedua ujung penampang 1 dan 2 dapat dinyatakan sebahai berikut :

$$i_b \cdot \Delta x + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot u_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot u_2^2}{2g} + i_f \cdot \Delta x$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i_b - i_f} = \frac{\Delta E}{i_b - i_f}$$

Dengan E adalah sebagai energy spesifik, atau anggap

$$\alpha = \alpha_1 = \alpha_2$$

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Dengan rumus Manning, kemiringan gesek dinyatakan dalam :

$$Sf = \left[ \frac{n \cdot V}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2$$

Dimana :

- H = Kedalaman aliran
- V = Kecepatan rata-rata
- $\alpha$  = Koefisien energy
- $i_b$  = Kemiringan dasar saluran
- $i_f$  = Kemiringan garis energi

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

Metodologi dalam mengevaluasi permasalahan ini yaitu dengan pendekatan survey, sedangkan menurut tingkat penjabarannya yaitu dari pendataan, pengamatan dan analisis sehingga menggambarkan bagaimana kinerja sistem drainase dan hal apa saja yang mempengaruhi kinerja nya.

#### **3.1 Pengumpulan data**

- a. Peta sistem Drainase  
Digunakan untuk mengetahui catchment area, skema sistem jaringan, dan mengetahui arah aliran salura
- b. Data curah hujan  
Data tersebut digunakan untuk mengetahui data hujan rata-rata tiap stasiun hujan yang kemudian diketahui data hujan maksimum
- c. Peta Lokasi  
untuk mengetahui daerah stasiun hujan, catchment area, dan lokasi sistem drainase
- d. Data banjir yang sudah pernah terjadi
- e. Gambaran kondisi saluran saat ini meliputi potongan melintang, potongan memanjang, dan gambar situasi lapangan.

### **3.2 Pengidentifikasian masalah**

Mengidentifikasi masalah yang muncul akibat beberapa faktor penyebab banjir di daerah sistem Drainase tersebut.

### **3.3 Penyusunan penyelesaian masalah**

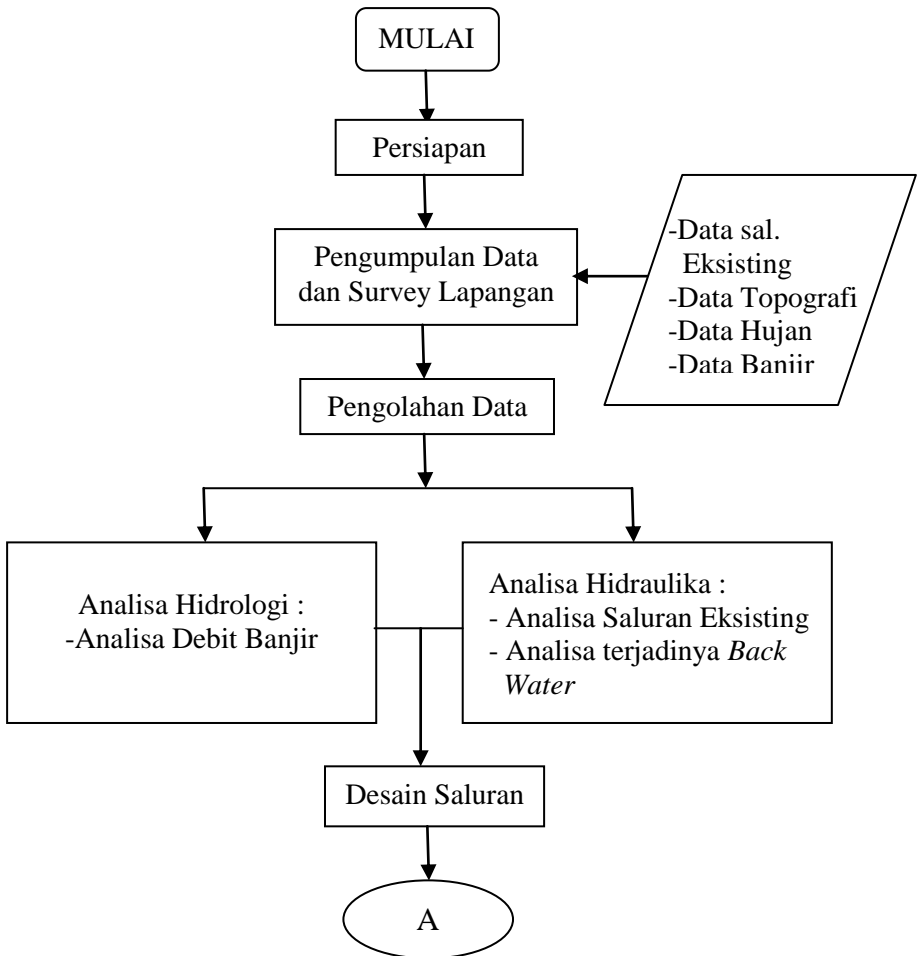
Banjir menimbulkan beberapa masalah di daerah sistem drainase. Berikut susunan penyelesaian masalah yang timbul akibat banjir tersebut:

#### **3.3.1 Evaluasi data curah hujan**

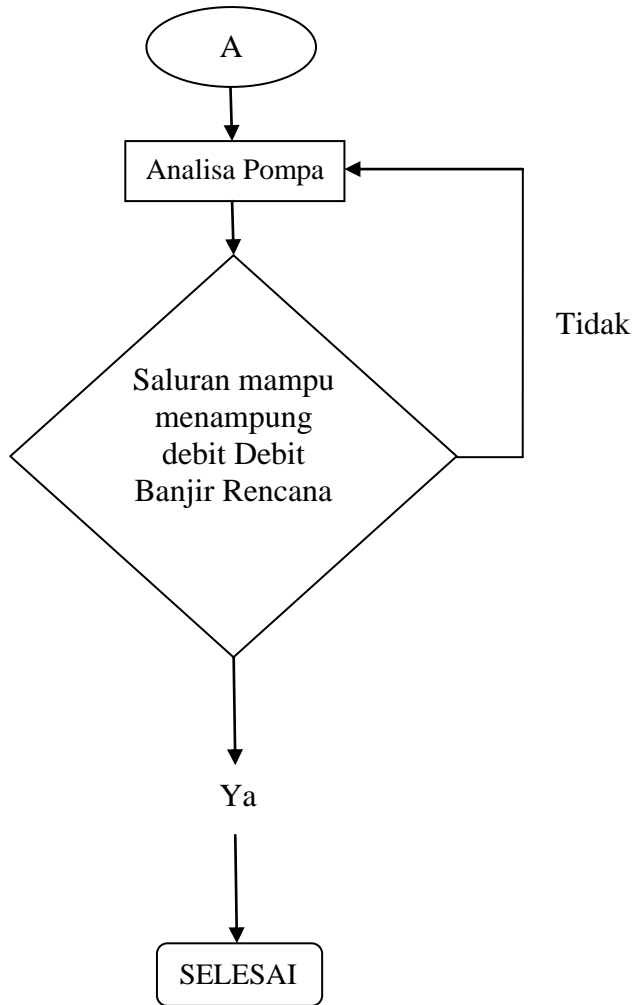
Evaluasi data curah hujan meliputi :

- a. Curah hujan rata-rata
  - Metode Poligon Thiesen
  - Metode Isohyet
- b. Curah hujan rencana
  - Metode Log Person tipe III
  - Metode distribusi Gumble
- c. Uji kesesuaian distribusi frekwensi curah hujan
  - Metode Chi kuadrat
  - Metode Smirnov-Klomogorov
- d. Perhitungan debit banjir rencana
  - Metode Rasional
- e. Analisa Hidrolika
- f. Evaluasi kemampuan daya tampung saluran

### .3.2 Flow Chart







## **BAB IV**

### **ANALISA DAN PERHITUNGAN**

#### **4.1 Umum**

Dalam mengevaluasi sistem drainase, tahap awal yang harus dihitung adalah analisa hidrologi. Analisa hidrologi berfungsi untuk memperkirakan banyaknya air yang ada di saluran tersebut, menentukan curah hujan maksimum untuk menghitung debit banjir rencana.

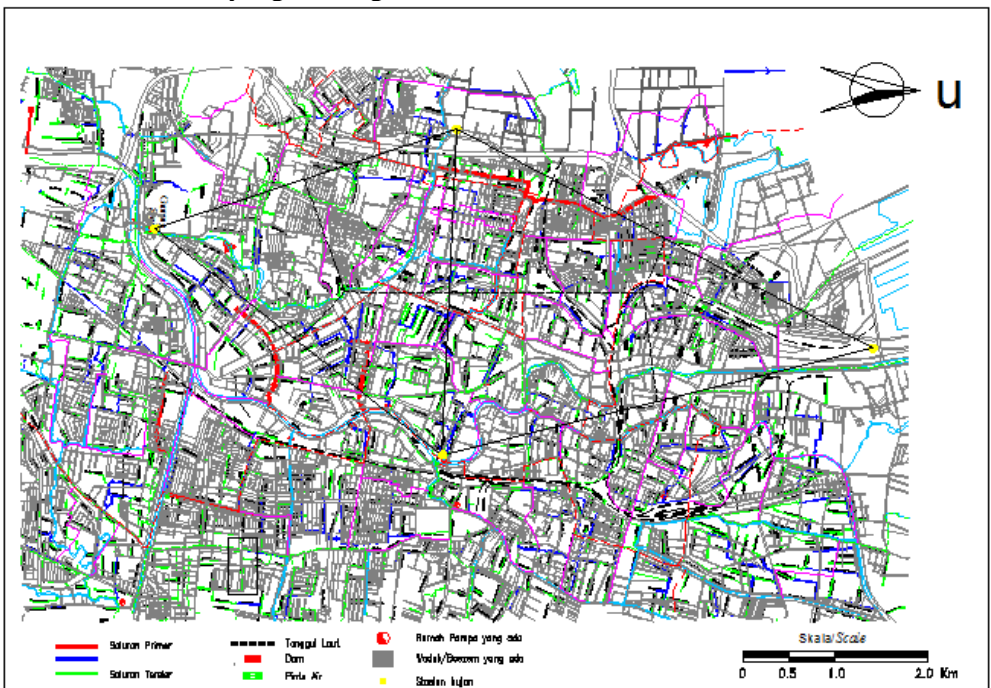
Dalam pengevaluasian saluran paling tidak sedikitnya dibutuhkan data curah hujan 10 tahunan, dari data curah hujan tersebut diambil curah hujan maksimum setiap tahunnya dengan asumsi supaya tampungan terhadap debit hujan aman. Setelah curah hujan maksimum didapat kemudian dimasukkan kedalam perhitungan karakteristik hujan maksimum didapat kemudian dimasukkan kedalam perhitungan karakteristik hujan untuk menentukan nilai koevisien kemencengan ( $C_s$ ), koevisien ketajaman ( $C_k$ ), dan koevisien variasi ( $C_v$ ), jika nilai  $C_k$  dan  $C_v$  sudah didapat maka tahap selanjutnya adalah menentukan metode distribusi yang sesuai dengan nilai  $C_k$  dan  $C_v$  tersebut. Metode distribusi didapat kemudian diuji kesesuaiannya dengan uji Chi kuadrat dan uji Smirnov-kolmogorov. Setelah melalui lolos pengujian maka hujan rencana diambil yang terbesar dan digunakan untuk menghitung debit banjir rencana dengan metode yang cocok digunakan yang disesuaikan dengan *catchment area* dari sistem drainase tersebut.

Debit banjir rencana untuk merencanakan kapasitas air tanpa terjadi luapan, setelah menentukan debit banjir rencana yang dipakai, kontrol debit adalah debit per *catchment area* dan data-data *existing* sepanjang aliran sungai. Setelah debit banjir rencana didapat, tahap

selanjutnya mengevaluasi dengan cara membandingkan antara kapasitas desain saluran dengan debit banjir rencana.

## 4.2 Perhitungan Hujan Rata-rata

Perhitungan cara *arithmetic mean* adalah perhitungan rata-rata secara aljabar di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan.



Gambar 2.1 Poligon Thiessen

Adapun hasil perhitungan rata-ratanya ditunjukkan pada tabel :

Tabel 4. 12 Perhitungan hujan rata-rata

Tahun	Tanggal	Simo	Gubeng	CH MAX
2004	5-Mar	152	67	109.5
2005	13-Des	138	89	113.5
2006	14-Jan	70	106	88
2007	18-Des	97	104	100.5
2008	16-Jan	69	92	80.5
2009	9-Jan	107	58	82.5
2010	24-Jan	68	65	66.5
2012	30-Jan	67	57	62
2014	19-Des	70	109	89.5
2015	15-Feb	67	47	57

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Adapun perumusan yang digunakan adalah :

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_n)$$

Dimana :

R = Curah hujan daerah (mm)

n = Jumlah titik / pos pengamatan

$R_1 + R_2 + R_n$  = Curah hujan di setiap titik pengamatan

### 4.3 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi adalah analisa tentang pengulangan suatu kejadian untuk menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi yang dapat dipakai adalah :

- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Person Type III

#### 4.3.1 Perhitungan Distribusi Gumbel

Rumus dasar yang dipakai dalam analisa distribusi gumbel adalah :

$$R = \bar{R} + \frac{S}{S_n} \cdot (Y_t - Y_n)$$

$$Y_t = -\ln \left[ -\ln \frac{T}{T-1} \right]$$

Dimana :

R = Curah hujan dengan periode ulang T

$\bar{R}$  = Hujan maks rata-rata

S = Standart deviasi

$Y_t$  = Nilai reduksi varian dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

T = Periode ulang

$Y_n$  = Nilai rata-rata dari reduksi varian, nilainya tergantung jumlah data (n)

$S_n$  = Deviasi Standart dari reduksi varian, nilainya tergantung dari jumlah data (n)

Tabel 4. 13 Reduce Mean ( $Y_n$ )

N	$Y_n$	N	$Y_n$	N	$Y_n$	N	$Y_n$
10	0.4952	15	0.5128	20	0.5236	25	0.5309
11	0.4996	16	0.5157	21	0.5252	26	0.532
12	0.5035	17	0.5181	22	0.5268	27	0.5332
13	0.5070	18	0.5202	23	0.5283	28	0.5342
14	0.5100	19	0.522	24	0.5296	29	0.5353

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 4. 14 Reduced Standart Deviation (Sn)

N	Sn	N	Sn	N	Sn	N	Sn
10	0.9496	15	1.0206	20	1.0628	25	1.0915
11	0.9676	16	1.0136	21	1.0696	26	1.1961
12	0.9833	17	1.0411	22	1.0754	27	1.1004
13	0.9971	18	1.0493	23	1.0811	28	1.1047
14	1.0095	19	1.0565	24	1.0864	29	1.1086

*Sumber : Soewarno, 1995*

Tabel 4. 15 Perhitungan Distribusi Gumbel

Tahun	CH	$(xi - \bar{x})$	$(xi - \bar{x})^2$	$(xi - \bar{x})^3$	$(xi - \bar{x})^4$
2004	109.5	24.55	602.7025	14796.34638	363250.3
2005	113.5	28.55	815.1025	23271.17638	664392.1
2006	88	3.05	9.3025	28.372625	86.5
2007	100.5	15.55	241.8025	3760.028875	58468.4
2008	80.5	-4.45	19.8025	-88.121125	392.1
2009	82.5	-2.45	6.0025	-14.706125	36.0
2010	66.5	-18.45	340.4025	-6280.426125	115873.9
2012	62	-22.95	526.7025	-12087.82238	277415.5
2014	89.5	4.55	20.7025	94.196375	428.6
2015	57	-27.95	781.2025	-21834.60988	610277.3
jumlah	849.5		3363.725	1644.435	2090620.9
rata-rata	84.95				

n = 10

*(Sumber : Hasil Perhitungan)*

#### 4.3.1.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Parameter statistic ini digunakan untuk menentukan distribusi frekuensi yang akan digunakan. Berikut perhitungannya :

1. Nilai rata-rata (Mean)

$$\begin{aligned}\bar{R} &= \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} \\ &= \frac{849,5}{10} = 84.95\end{aligned}$$

2. Nilai Deviasi Standar (s)

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\frac{\sum (R - \bar{R})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{3363,725}{9}} \\ &= 18.31\end{aligned}$$

3. Koefisien Variasi (Cv)

$$\begin{aligned}CV &= \frac{S}{\bar{R}} \\ &= \frac{18,31}{84,95} \\ &= 0.22\end{aligned}$$

4. Koefisien Kemencengan / Skewness (Cs)

$$\begin{aligned}Cs &= \frac{n \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \\ Cs &= \frac{10 \cdot (1644,435)}{(9)(8). 34.32^3} \\ &= 0.04\end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajamn / Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (R - \bar{R})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot s^4}$$

$$\begin{aligned}
 Ck &= \frac{10^2 \cdot 2090620,9}{(9)(8)(7) \cdot 18,31^4} \\
 &= 3.69
 \end{aligned}$$

### 4.3 2 Perhitungan Distribusi Log Person Type III

Rumus yang digunakan dalam analisa distribusi metode Log Person Type III adalah sebagai berikut :

- $\text{Log} R = \log \bar{R} + k \cdot S \log R$
- $\text{Log} \bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n \log R_i}{n}$
- $S \log R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log R_i - \log \bar{R})^2}{n-1}}$
- $Cs = \frac{n \sum (\log R_i - \log \bar{R})^2}{(n-1)(n-2)(S \log R)^2}$
- $Ck = \frac{n^2 \sum (\log R_i - \log \bar{R})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S \log R)^4}$

Dimana :

$R_i$  = Curah hujan

$\bar{R}$  = Nilai rata-rata selama pengamatan

$n$  = Jumlah data

$k$  = Karakteristik dari distribusi log person type III

$Cs$  = Koefisien kemencengan

$Ck$  = Koefisien kurtosis



Tahun	CH	Log xi	Log (xi - $\bar{x}$ )	Log (xi - $\bar{x}$ ) <sup>2</sup>	Log (xi - $\bar{x}$ ) <sup>3</sup>	Log (xi - $\bar{x}$ ) <sup>4</sup>
2004	109.5	2.04	0.12	0.01	0.00	0.00
2005	113.5	2.05	0.14	0.02	0.00	0.00
2006	88	1.94	0.03	0.00	0.00	0.00
2007	100.5	2.00	0.08	0.01	0.00	0.00
2008	80.5	1.91	-0.01	0.00	0.00	0.00
2009	82.5	1.92	0.00	0.00	0.00	0.00
2010	66.5	1.82	-0.10	0.01	0.00	0.00
2012	62	1.79	-0.13	0.02	0.00	0.00
2014	89.5	1.95	0.03	0.00	0.00	0.00
2015	57	1.76	-0.16	0.03	0.00	0.00
jumlah rata- rata	849.5	19.19	0.00	0.09	0.00	0.00
	84.95	1.92				

n = 10

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### 4.3.2.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

1. Deviasi Standar (s)

$$S \log R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log Ri - \log \bar{R})^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,09}{9}}$$

$$= 0.10$$

2. Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (\log Ri - \log \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)(s \log R)^3}$$

$$Cs = \frac{10 \cdot (0,00)}{(9)(8) \cdot (0,19)^5}$$

$$= -0.3$$

3. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log Ri - \log \bar{R})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(s \log R)^4}$$

$$Ck = \frac{10^2 \cdot 0,00}{(9)(8)(7) \cdot (0,10)^4}$$

$$= 3.02$$

Dari perbandingan hasil perhitungan distribusi gumbel dan distribusi log person type III, didapatkan harga Cs dan Ck sebagai berikut :

Tabel 4. 16 Hasil Syarat Distribusi

Distribusi	Syarat Nilai	Perhitungan	Hasil
Gumbel	Cs = 1.14	Cs = 0.04	Tidak memenuhi syarat
	Ck = 5.4	Ck = 3.69	
Log Person Type III	Cs = BEBAS	Cs = -0.3	Memenuhi syarat
	Ck = BEBAS	Ck = 3.02	

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Pada tabel hasil syarat distribusi di atas, hasil distribusi yang memenuhi syarat adalah distribusi Log Person Type III

#### 4.3.2.2 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan (R) Metode Log Person Type III

Contoh perhitungan untuk R 5 tahun :

$$Cs = 0.04$$

$$k = 0,808 \text{ (lihat tabel Log person type III)}$$

$$\begin{aligned} \log R &= \log \bar{R} + k.S \log R \\ &= 1,92 + 0,853 \times 0,10 \\ &= 2,01 \end{aligned}$$

$$R5th = 10^{2,01} = 101,31$$

Tabel 4. 17 Perhitungan Periode Ulang Curah Hujan (R)  
Metode Log Person Type III

Periode Ulang	S	Log xi	K	Log R	R (mm/hari)
2	0.10	1.92	0.050	1.92	83.89
5	0.10	1.92	0.853	2.01	101.31
10	0.10	1.92	1.245	2.05	111.09

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### 4.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Untuk mengetahui apakah jenis teoritis yang diperkirakan dari hasil analisa frekuensi tadi sesuai dengan data yang ada maka perlu dilakukan pengujian distribusi. Jika sesuai maka hipotesa dapat diterimadan jika tidak maka ditolak. Pengujian ini pada umumnya ada 2 macam, yaitu :

1. *Chi Square Test* (Uji Chi Kuadrat)
2. Uji Smirnov-Kolmogorov

##### 4.4.1 *Chi Square Test* / Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat menguji penyimpangan data pengamatan dengan mengukur pengamatan secara matematis kedekatan data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya. Uji Chi Kuadrat ini

menggunakan rumus parameter  $X^2$ , yang dapat dihitung dengan rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \left[ \frac{O_i - E_i}{E_i} \right]^2$$

$$dk = G - R - 1$$

$$G = 1 + 1,37 \ln N$$

Dimana :

- $X^2$  = Parameter Chi Kuadrat  
 $G$  = Jumlah sub-kelompok  
 $O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok 1  
 $E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke 1  
 $dk$  = Derajat kebebasan  
 $R$  = Banyaknya parameter Chi Kuadrat,  $R=2$

Nilai  $X^2$  yang didapat harus lebih kecil dari harga  $X^2_{Cr}$  (Chi Kuadrat Kritis) yang didapat pada tabel. Untuk derajat kebebasan yang sering digunakan 5% (0,05)

Perhitungan Uji Chi Kuadrat :

Banyaknya data	$= 10$
$\alpha$ taraf signifikan 5%	$= 0,05$
Kelas interval	$= G = 1 + 1,37 \ln N$ $= 1 + 1,37 \ln 10$ $= 4,06 \sim 4$
Derajat Kebebasan	$= dk = G - R - 1$ $= 4 - 2 - 1$ $= 1$ $\alpha = 0,05$ $X^2_{Cr} = 3,841$
Menghitung batasan sub-grup	$= \Delta x = \left( \frac{X_{maks} - X_{min}}{G-1} \right)$ $\left( \frac{109,5 - 57}{3} \right) = 17,5$

$$\begin{aligned}
 X_{awal} &= X_{min} - 0,5 \Delta x \\
 &= 5,7 - (0,5 \times 17,5) \\
 &= 48,25
 \end{aligned}$$

$$E_i = \frac{N}{G} = \frac{10}{54} = 2,5$$

Tabel 4. 18 Urutan CH Maksimum

Tahun	Tanggal	Simo	Gubeng	CH MAX	Tahun	xi ranks
2004	5-Mar	152	67	109.5	2004	109.5
2005	13-Des	138	89	113.5	2005	113.5
2006	14-Jan	70	106	88	2007	100.5
2007	18-Des	97	104	100.5	2014	89.5
2008	16-Jan	69	92	80.5	2006	88
2009	9-Jan	107	58	82.5	2009	82.5
2010	24-Jan	68	65	66.5	2008	80.5
2012	30-Jan	67	57	62	2010	66.5
2014	19-Des	70	109	89.5	2012	62
2015	15-Feb	67	47	57	2015	57

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 19 Perhitungan Chi Kuadrat

Grup Kelas	Ei	Oi	(Oi-Ei)	(Oi-Ei) <sup>2</sup> /Ei
48.25 < X ≤ 65.75	2.5	2	-0.5	0.1
65.75 < X ≤ 83.25	2.5	3	0.5	0.1
83.25 < X ≤ 100.75	2.5	3	0.5	0.1
100.75 < X ≤ 118.25	2.5	2	-0.5	0.1
		10		0.4

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Nilai Chi Kuadrat hitung	= 2
Derajat Kebebasan	= 1
Derajat signifiksn alpha	= 5%
Nilai Chi Teoritis	= 3,841

Dari perhitungan Chi Kuadrat untuk distribusi dengan metode Log Person Type III, diperoleh nilai Chi Kuadrat hitung = 3. Dengan derajat kebebasan (DK) = 1, dan derajat signifikan  $\alpha = 5\%$ , maka diperoleh Chi Kuadrat teoritis 3,841 (sesuai pada tabel 4.10)

Perhitungan akan diterima apabila nilai Chi Kuadrat teoritis  $>$  nilai Chi Kuadrat hitung. Dari perhitungan diatas diperoleh nilai  $3,841 > 3$ , sehingga perhitungan diterima.

Tabel 4. 20 Nilai Chi Kuadrat Teoritis

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.000039	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819

Lanjutan Tabel 4. 21 Nilai Chi Kuadrat Teoritis

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,582	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

*Sumber : Soewarno, 1995*

#### 4.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov merupakan uji kecocokan non parameter, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi. Secara garis besar, prosedur smirnov Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Data diurutkan dari yang paling besar ke yang paling kecil atau sebaliknya dan ditentukan peluang masing-masing data.

$$X_1 P(X_1)$$

$$X_2 P(X_2)$$

$$X_n P(X_n)$$

2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)

$$X_1 P(X_1)$$

$$X_2 P(X_2)$$

$$X_n P(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, dapat ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dan peluang teoritisnya ( $D_{max}$ )

$$D_{maks} = [P(X_m) - P(X_m)]$$

4. Bila  $D_{max} < D_o$  (nilai kritis Kolmogorov *Test*), maka distribusi yang dipakai untuk menentukan distribusinya dapat diterima.

Banyaknya data (n)	= 10
$D_{max}$	= 0,21
Derajat Kepercayaan	= 5%
$D_o$	= 0,41

Dari perhitungan pada tabel 4.10 diperoleh nilai  $D_{max}$  = 0,21 pada peringkat (m) = 8. Dengan derajat kepercayaan = 5% dan banyaknya data = 10, maka diperoleh nilai  $D_o$  = 0,41 (sesuai pada tabel 4.11). Karena nilai  $D_{max} < D_o$  (0,21 < 0,41), maka persamaan distribusi Log Person Type III diterima.



Tabel 4.12 Perhitungan Smirnov Kolmogorov untuk Log Person Type III

[illegible]

Tabel 4. 13 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-kolmogorov

N	$\alpha$ (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,39	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

*Sumber : Soewarno, 1995*

## 4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dalam pengevaluasian saluran diperlukan debit banjir rencana karena untuk mencari alternatif pemecahan masalah banjir perkotaan. Debit banjir ini merupakan debit banjir rencana di dalam daerah aliran. Dalam perhitungan debit banjir ini digunakan metode Rasional.

### 4.5.1 Perhitungan Debit Dengan Menggunakan Metode Rasional

Contoh perhitungan saluran Petemon Sidomulyo

Luas DAS (A) =  $0,335 \text{ km}^2$

Panjang Sungai (L) = 1061 m

#### a. Intensitas Curah Hujan

Karena berasr intensitas hujan berbeda-beda serta waktu curah hujan sangat mempengaruhi besar kecilnya intensitas hujan dan data hujan yang tersedia hanya data

curah hujan harian, maka perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe sebagai berikut :

$$I = \left( \frac{R_{24}}{24} \right) \times \left( \frac{24}{T_c} \right)^{2/3}$$

$$I = \frac{01,31}{24} \times \left( \frac{24}{0,544} \right)^{2/3}$$

$$= 52,6442 \text{ mm/jam}$$

b. Waktu Konsentrasi ( $T_c$ )

Waktu konsentrasi DAS adalah waktu yang diperlukan untuk mengalirkan air hujan dari titik terjauh menuju suatu titik tertentu ditinjau pada daerah pengaliran. Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus  $t_c = t_o + t_f$

1. Menentukan  $t_o$  dengan rumus Kirpich yaitu :

$$T_o = 0.0195 \times \left( \frac{L_o}{\sqrt{I_o}} \right)^{0.77}$$

$$T_o = 0.0195 \times \left( \frac{205,8}{\sqrt{0,0005}} \right)^{0.77}$$

$$= 0,366 \text{ jam} = 21,992 \text{ menit}$$

2. Menentukan  $t_f$  dengan rumus Dr. Rhiza yaitu :

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0,01} \times 0.5407^{2/3} \times 0,0010^{1/2}$$

$$= 1,6519 \text{ m/detik}$$

$$T_f = \frac{L}{V}$$

$$T_f = \frac{1061}{1,6519}$$

$$= 0,178 \text{ jam} = 10,68 \text{ menit}$$

3. Menentukan  $t_c$  dengan menjumlahkan  $t_o$  dan  $t_f$  yaitu :

$$T_c = T_o + T_f$$

$$T_c = 0,366 + 0,178$$

$$T_c = 0,544 \text{ jam}$$

Maka besar air hujan didapat dengan menggunakan persamaan :

$$Q = \frac{1}{3,6} C.I.A$$

$$Q = \frac{1}{3,6} 0,8 \times 52,6442 \times 0,335$$

$$= 3,919 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Koefisien Pengaliran :

$$C = \frac{\sum_{n-1}^n (A_i \cdot C_i)}{\sum_{n-1}^n A_i}$$

$$C = \frac{(0,335 \cdot 0,8)}{0,335}$$

$$= 0,8$$

#### 4.5.2 Perhitungan Debit Dengan Menggunakan Metode HSS Nakayasu

Disekitar stasiun pencatat hujan yang terdapat pada daerah aliran tersebut. Waktu terjadinya hujan terpusat menurut pengamatan adalah selama 5 jam setiap hari. Metode yang digunakan untuk memperoleh distribusi curah hujan menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam ke (t) dengan menganggap sebagai hujan terpusat selama 5 jam. Perumusan sebagai berikut:

$$Rt = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Rt = t \times Rt - (t - 1) \times R_{(t-1)}$$

Dimana :

- Rt = Rata-rata hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)  
 R<sub>24</sub> = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)  
 t = Waktu hujan (jam)  
 T = Lama waktu hujan terpusat jam (t) (mm)  
 R<sub>(t-1)</sub> = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke (t-1) (mm)

Perhitungan tinggi hujan efektif, menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Reff = C \times Xt$$

Dimana:

- Reef = Tinggi hujan efektif (mm)  
 Xt = Tinggi hujan rencana (mm)  
 C = Koefisien pengaliran rata-rata

Hujan terpusat selama 5 jam

$$Rt_1 = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,585 R_{24}$$

$$Rt_2 = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,368 R_{24}$$

$$Rt_3 = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,281 R_{24}$$

$$Rt_4 = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,232 R_{24}$$

$$Rt_5 = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{5}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,200 R_{24}$$

Tabel 4.14 Rata-rata Hujan Harian Sampai Jam Ke-t

No.	t (jam)	Rt (mm)
1	1	0.585
2	2	0.368
3	3	0.281
4	4	0.232
5	5	0.200

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Distribusi Hujan:

$Rt = Rt_1 = 0,585 R_{24}$   
 $Rt_2 = 2Rt_2 - 1Rt_1 = 0,152 R_{24}$   
 $Rt_3 = 3Rt_3 - 2Rt_2 = 0,107 R_{24}$   
 $Rt_4 = 4Rt_4 - 3Rt_3 = 0,085 R_{24}$   
 $Rt_5 = 5Rt_5 - 4Rt_4 = 0,072 R_{24}$

Dari hasil perhitungan daerah jam-jaman dapat dilihat Tabel 5.15 berikut ini:

Tabel 4.15 Rata-rata Hujan Pada Jam ke-t

No.	t (jam)	Rt (mm)	$t \times Rt$	$(t-1) \times R_{(t-1)}$	$\frac{R't}{(mm)}$
1	1	0.585	0.585	0	0.585
2	2	0.368	0.737	0.585	0.152
3	3	0.281	0.843	0.737	0.107
4	4	0.232	0.928	0.843	0.085
5	5	0.200	1.000	0.928	0.072

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Rumus Menghitung  $R_t$  :

$$R_t = t \times R_t - (t - 1) \times R_{(t-1)}$$

Tinggi Hujan Efektif

Besarnya curah hujan efektif dinyatakan dalam rumus:

$$R_{eff} = C \times X_t$$

Maka besarnya curah hujan efektif dapat ditentukan lewat perhitungan sebagai berikut:

Diketahui:

- a) Koefisien pengaliran  $C = 0,800$
- b) Hujan jam-jaman untuk periode ulang 5 tahun
- c) Waktu 0-1 jam
- d) Curah hujan rencana  $X_t = 83,89(\text{mm})$

Maka curah hujan efektif adalah:

$$R_{eff} = C \times X_t$$

$$R_{eff} = 0,800 \times 83,89 \text{ mm}$$

$$R_{eff} = 67,112 \text{ mm}$$

Tabel 4.16 tinggi Curah hujan efektif untuk curah hujan rencana dengan periode ulang (T) tahun metode Log Person Type III :

Periode Ulang (T)	Curah hujan rencana ( $X_t$ ) (mm)	C	Curah hujan efektif (Ref) (mm)
2	83.89	0.800	67.11
5	101.31		81.05
10	111.09		88.87

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.17 Menghitung curah hujan efektif jam-jaman

Waktu hujan (jam)	Rasio (Rt) (%)	Curah Hujan jam-jaman (mm)			
		2th	5th	10th	25th
1	0.585	39.25	47.40	51.97	0.00
2	0.152	10.20	12.32	13.51	0.00
3	0.107	7.16	8.64	9.48	0.00
4	0.085	5.70	6.88	7.54	0.00
5	0.072	4.81	5.81	6.37	0.00

*(Sumber : Hasil Perhitungan)*



Perhitungan debit rencana :

Panjang Sungai (L) = 1,061 Km

Luas Catchment Area = 3,376 Km<sup>2</sup>

Koefisien Pengaliran (C) = 0,800

Hujan Satuan (R<sub>0</sub>) = 1 mm

$\alpha$  = 2

1. Tenggang waktu antara hujan sampai debit puncak (tg)  $L < 15$ , maka:

$$t_g = 0,21L^{0,7}$$

$$t_g = 0,21 \times (1,061 \text{ Km})^{0,7}$$

$$t_g = 0,219 \text{ jam}$$

2. Satuan waktu hujan (tr)  $0 < tr < 1$ , maka diasumsikan  $tr = 0,5 t_g$

$$t_r = 0,5 t_g$$

$$t_r = 0,5 \times 0,219 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,109 \text{ jam}$$

3. Waktu awal hujan sampai puncak banjir

$$t_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$t_p = 0,219 \text{ jam} + 0,8(0,109 \text{ jam})$$

$$t_p = 0,306 \text{ jam}$$

4. Penurunan debit puncak sampai 30% (T<sub>0,3</sub>)

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$T_{0,3} = 2 \times (0,219 \text{ jam})$$

$$T_{0,3} = 0,438 \text{ jam}$$

5. Debit Puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 \cdot (0,3T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{0,800 \cdot 3,376 \text{ Km}^2 \cdot 1 \text{ mm}}{3,6 \cdot (0,3(0,306 \text{ jam}) + 0,438 \text{ jam})}$$

$$Q_p = 1,416 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Syarat Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayasu:

## 1. Untuk lengkung naik:

$$t \leq t_p$$

$$t \leq 0,306 \text{ jam}$$

## 2. Untuk lengkung turun I

$$t_p \leq t \leq t_p + T_{0,3}$$

$$0,306 \text{ jam} \leq t \leq 0,7442 \text{ jam}$$

## 3. Untuk lengkung turun II

$$t_p + T_{0,3} \leq t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$$

$$0,7442 \text{ jam} \leq t \leq 1,401 \text{ jam}$$

## 4. Untuk lengkung turun III

$$t \leq t_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$$

$$t \leq 1,401 \text{ jam}$$

Tabel 4.18 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu Catchment Area Sal. Sekunder Petemon Sidomulyo

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (Jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung naik	Qd0	0	0	$t_p$	0.306
2	Lengkung turun tahap I	Qd1	$t_p$	0.306	$t_p + T_{0,3}$	0.744
3	Lengkung turun tahap II	Qd2	$t_p + T_{0,3}$	0.744	$t_p + 2,5T_{0,3}$	1.401
4	Lengkung turun tahap III	Qd3	$t_p + 2,5T_{0,3}$	1.401	24	24

(Sumber : Hasil Perhitung)

Tabel 4.19 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung naik	Qd0	$Qp \left(\frac{t}{tp}\right)^{2,4}$
2	Lengkung turun tahap I	Qd1	$Qp \times 0,3^{(t-tp)/T_{0,3}}$
3	Lengkung turun tahap II	Qd2	$Qp \times 0,3^{[(t-tp)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$
4	Lengkung turun tahap III	Qd3	$Qp \times 0,3^{\frac{[(t-tp)+(1,5T_{0,3})]}{2 \cdot T_{0,3}}}$

Tabel 4.20 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m³/detik
0.0	Qd0	$Q_p \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4}$	0.000
0.2			0.003
0.4			0.016
0.6			0.042
0.8			0.084
0.875			0.104
0.875	Qd1	$Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$	0.002
1			0.001
1.2			0.001
1.4			0.000
1.6			0.000
1.8			0.000
2			0.000
2.126			0.000

t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m <sup>3</sup> /detik
2.126			0.000
2.2			0.000
2.4			0.000
2.6			0.000
2.8			0.000
3	Qd2	$Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$	0.000
3.2			0.000
3.4			0.000
3.6			0.000
3.8			0.000
4			0.000
4.002			0.000
4.002			0.000
4.2			0.000
4.4			0.000
4.6			0.000
4.6	Qd2	$Q_p \times 0,3^{\frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}}$	0.000
4.8			0.000
5			0.000
5.2			0.000
5.4			0.000
5.6			0.000
5.8			0.000
6			0.000
6.2			0.000

t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m³/detik
6.4			0.000
6.6			0.000
6.8			0.000
7			0.000
7.2			0.000
7.4			0.000
7.6			0.000
7.8			0.000
8			0.000
8.2			0.000
8.4	Qd2	$Q_p \times 0,3 \frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}$	0.000
8.6			0.000
8.8			0.000
9			0.000
9.2			0.000
9.4			0.000
9.6			0.000
9.8			0.000
10			0.000
10.2			0.000
10.4			0.000
10.6			0.000
10.8			0.000
11			0.000
11.2			0.000
11.4			0.000

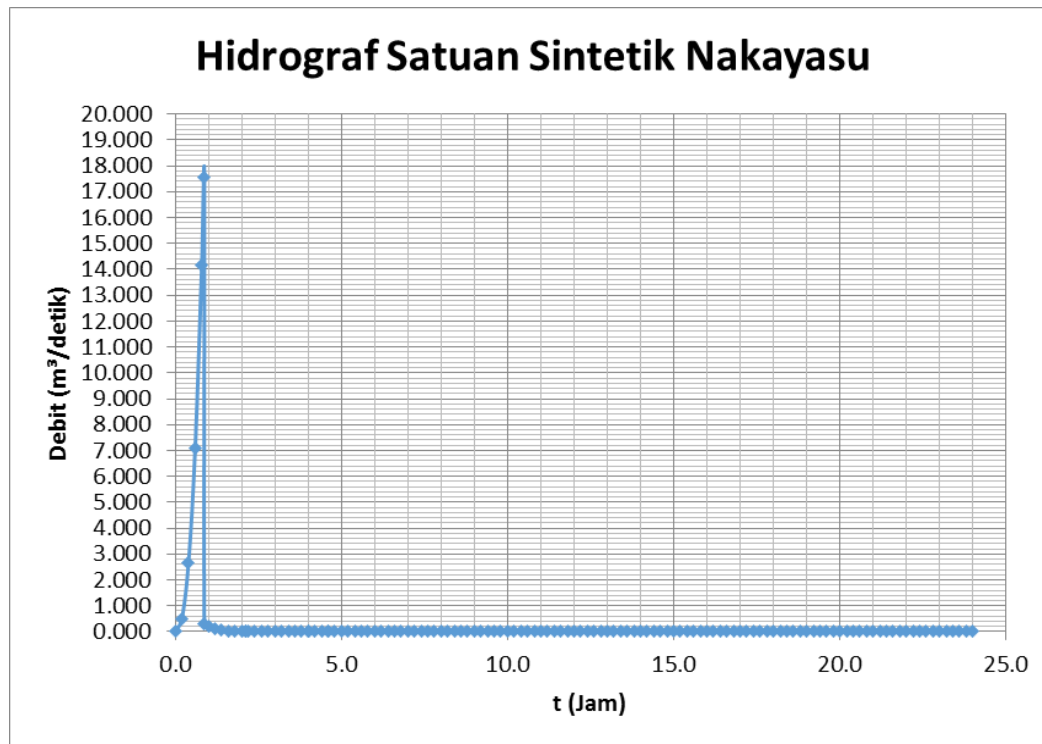
t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m <sup>3</sup> /detik
11.6			0.000
11.8			0.000
12			0.000
12.2			0.000
12.4			0.000
12.6			0.000
12.8			0.000
13			0.000
13.2			0.000
13.4			0.000
13.6	Qd2	$Q_p \times 0,3 \frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}$	0.000
13.8			0.000
14			0.000
14.2			0.000
14.4			0.000
14.6			0.000
14.8			0.000
15			0.000
15.2			0.000
15.4			0.000
15.6			0.000
15.8			0.000
16			0.000
16.2			0.000
16.4			0.000
16.6			0.000

t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m <sup>3</sup> /detik
16.8			0.000
17			0.000
17.2			0.000
17.4			0.000
17.6			0.000
17.8			0.000
18			0.000
18.2			0.000
18.4			0.000
18.6			0.000
18.8	Qd2	$Q_p \times 0,3 \frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}$	0.000
19			0.000
19.2			0.000
19.4			0.000
19.6			0.000
19.8			0.000
20			0.000
20.2			0.000
20.4			0.000
20.6			0.000
20.8			0.000
21			0.000
21.2			0.000
21.4			0.000
21.6			0.000
21.8			0.000



t (Jam)	Notasi	Persamaan	Qt m <sup>3</sup> /detik
22			0.000
22.2			0.000
22.4			0.000
22.6			0.000
22.8	Qd2	$Q_p \times 0,3 \frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}$	0.000
23			0.000
23.2			0.000
23.4			0.000
23.6			0.000
23.8			0.000
24			0.000

(Sumber : Hasil Perhitungan)



**Tabel 4.21 Hidrograf banjir Q5**

[illegible]

Lanjutan Tabel 4.21 Hidrograf

[illegible]

[illegible]

Lanjutan Tabel 4.21 Hidrograf

[illegible]

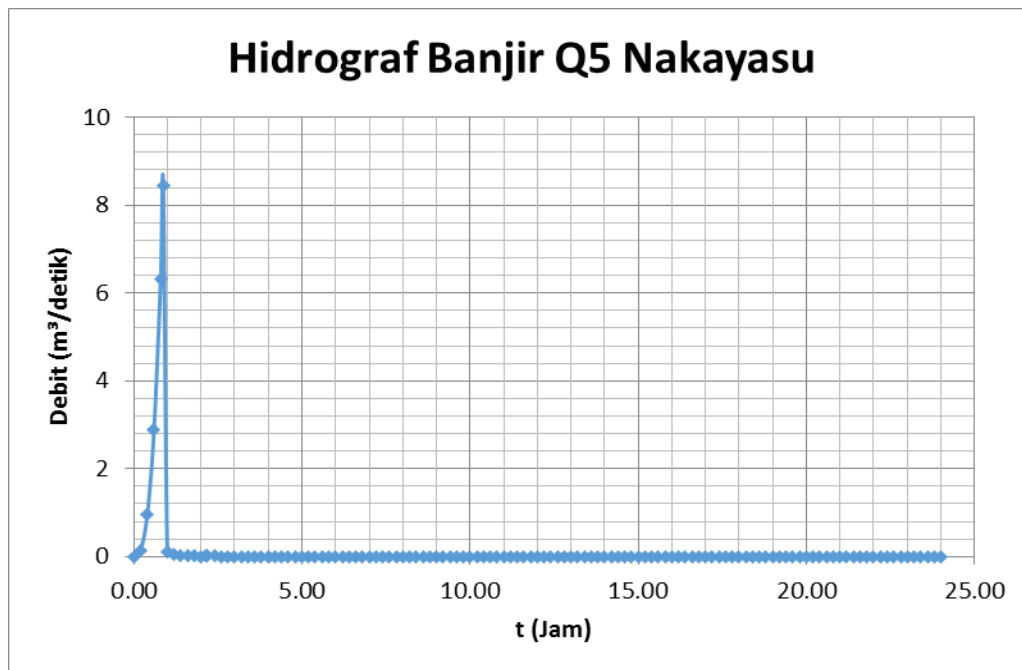
Lanjutan Tabel 4.21 Hidrograf

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1 47.40	R2 12.32	R3 8.64	R4 6.88	R5 5.81	Q (m <sup>3</sup> /detik)
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Qmaks Debit Bajir Rencana Nakayasu

Q5 = 8,436 m<sup>3</sup>/detik





## 4.6 Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika dilakukan untuk mengetahui apakah secara teknis sistem drainase yang direncanakan sesuai dengan persyaratan teknis. Analisis ini berisi perhitungan kapasitas saluran dan analisis perencanaan saluran. Perhitungan kapasitas

### 4.6.1 Perhitungan Kapasitas Saluran

Perhitungan kapasitas saluran eksisting dilakukan dengan mengambil kedalaman saluran sesuai hasil survey yang telah dilakukan. Perhitungan saluran Petemon Sidomulyo dengan bentuk persegi sebagai berikut :

1. Luas Penampang Basah (A)

$$A = \frac{(T + B)}{2} \times h$$

$$A = \frac{(2,11 + 2,11)}{2} \times 1,6$$

$$= 3,376 \text{ m}^2$$

2. Keliling Basah (P)

$$P = B + h + h$$

$$P = 2,11 + 1,6 + 1,6$$

$$= 5,31 \text{ m}$$

3. Jari-jari Hidrolis (R)

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{3,376}{5,31}$$

$$= 0,636 \text{ m}$$

## 4. Kapasitas Aliran di Saluran (V)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0,01} \times 0,636^{2/3} \times 0,00105^{1/2}$$

$$V = 1,840 \text{ m/detik}$$

## 5. Kapasitas Saluran (Q)

$$Q = V \times A$$

$$Q = 1,840 \times 3,376$$

$$= 6,213 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 4.22 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

<b>Nama Saluran</b>	<b>A</b>	<b>P</b>	<b>R</b>	<b>V</b>	<b>Q</b>
Petemon Sidomulyo	3.376	5.31	0.636	1.840	6.213
Simo Kwagean	2.240	4.6	0.487	0.889	1.992
Petemon 4	2.080	4.5	0.462	0.617	1.284
Petemon 2	2.080	4.5	0.462	0.801	1.665
Petemon Sidomulyo 3	2.080	4.5	0.462	1.012	2.104
Simo	18.589	10.118	1.837	3.744	69.592
Greges	36.505	16.301	2.239	2.358	86.079

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.23 Kapasitas Saluran

<b>Nama Saluran</b>	<b>Catch. Area (km<sup>2</sup>)</b>	<b>T (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Io</b>	<b>I saluran</b>	<b>A full (m<sup>2</sup>)</b>	<b>P full (m)</b>	<b>R (m)</b>	<b>V (m/det)</b>	<b>Q full (m<sup>3</sup>/det)</b>
Petemon Sidomulyo Simo	0.335	2.11	2.11	1.109	1061	0.0005	0.0010	2.34	4.328	0.5407	1.65198900	3.865637742
Kwagean	0.096	0.4	0.4	0.6	172	0.0005	0.0003	0.24	1.6	0.1500	0.40559777	0.097343464
Petemon 4	0.071	0.3	0.3	0.4	111	0.0005	0.0002	0.12	1.1	0.1091	0.23574140	0.028288968
Petemon 2	0.042	0.3	0.3	0.4	99	0.0005	0.0003	0.12	1.1	0.1091	0.30572108	0.03668653
Petemon Sidomulyo 3	0.022	0.3	0.3	0.4	62	0.0005	0.0005	0.12	1.1	0.1091	0.38631995	0.046358394
Simo	3.041	9.8	5.1	1.49	1995	0.0005	0.0011	7.66	8.12	0.9430	2.40002478	18.37367771
Greges	5.284	17.0	11.1	1.56	2800	0.0005	0.0003	17.32	14.22	1.2177	1.57091798	27.20446635

n beton = 0.013

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.24 Kapasitas Saluran Rencana

<b>Nama Saluran</b>	<b>Catch. Area (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Io</b>	<b>L (m)</b>	<b>V (m/det)</b>	<b>Lo (m)</b>	<b>To (jam)</b>	<b>Tf (jam)</b>	<b>Tc (jam)</b>	<b>It (mm/jam)</b>	<b>Q rencana (m<sup>3</sup>/det)</b>
Petemon Sidomulyo	0.335	0.0005	1061	1.651989	205.8	0.36655	0.17840447	0.544954	52.6442	3.919068141
Simo Kwagean	0.096	0.0005	172	0.40559777	196.5	0.353728	0.117795959	0.471524	57.97688	1.236840093
Petemon 4	0.071	0.0005	111	0.2357414	310.85	0.503552	0.130793034	0.634345	47.57443	0.750618791
Petemon 2	0.042	0.0005	99	0.30572108	321.5	0.516784	0.089951272	0.606736	49.00694	0.457398073
Petemon Sidomulyo 3	0.022	0.0005	62	0.38631995	307.4	0.499243	0.044580204	0.543823	52.71717	0.257728376
Simo	3.0414	0.0005	1995	2.40002478	950.1	1.190316	0.230900394	1.421216	27.78542	18.77924145
Greges	5.2839	0.0005	2800	1.57091798	675	0.914837	0.495110368	1.409948	27.93327	32.79925146

C = 0,8

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.25 Kontrol Banjir

No.	Nama Saluran	Debit Eksisting	Keterangan	Debit rencana	Kontrol
		Qe (m <sup>3</sup> /s)		Qr 5 (m <sup>3</sup> /s)	
1	Petemon Sidomulyo	3.866	<	3.919	Banjir
2	Simo Kwagean	0.097	<	1.237	Banjir
3	Petemon 4	0.028	<	0.751	Banjir
4	Petemon 2	0.037	<	0.457	Banjir
5	Petemon Sidomulyo 3	0.046	<	0.258	Banjir
6	Simo	18.374	<	18.779	Banjir
7	Greges	27.204	<	32.799	Banjir

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### 4.6.2 Perhitungan *Back Water*

Analisa *back water* dipengaruhi oleh penyempitan kapasitas saluran dan untuk mengetahui sejauh mana ketinggian air pada jarak tertentu akibat adanya muka air banjir tertinggi di sekitar daerah muara. Berdasarkan hasil survei lapangan, dimensi saluran primer Pertemuan sebagai berikut:

$$b = 11,101 \text{ m}$$

$$y_b = 2,83 \text{ m}$$

$$m = 0$$

$$y_n = 2,27 \text{ m}$$

$$Q = 27,20447$$

$$n = 0,013 \text{ (Beton)}$$

$$I_0 = 0,001053$$

$$\alpha = 1$$

$$g = 9,8$$

Contoh perhitungan :

- a. Menentukan kedalaman air (y) pada saluran :

Kedalaman air terbesar yaitu kedalaman air di muara sungai pada saat pasang ( $y_b$ ). Sedangkan kedalaman air terkecil yaitu kedalaman air normal yang menunjukkan bagian hulu sungai yang terpengaruh *backwater* ( $y_n$ ). Pada perhitungan *backwater*, sungai dibagi menjadi beberapa *cross section* yang mempunyai ketinggian air yang berbeda. Dimulai dari Y terbesar hingga terkecil. Semakin kecil selisih ketinggian air, maka semakin teliti perhitungan *backwater*. Pada perhitungan ini, diambil selisih Y adalah 0,1 m.

$$\begin{aligned} Y_2 &= Y_1 - 0,1 \text{ m} \\ &= 2,83 \text{ m} - 0,1 \text{ m} \\ &= 2,73 \text{ m} \end{aligned}$$

- b. Menghitung luas penampang basah (A) pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka A :

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot y) \cdot y \\ &= (11,101 + 0.2,83 \text{ m}) \cdot 2,83 \text{ m} \\ &= 31,41583 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- c. Menghitung keliling basah saluran (P) pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka P :

$$\begin{aligned} P &= b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2} \\ &= 11,101 \text{ m} + 2 \cdot 2,27 \text{ m} \sqrt{1 + (0^2)} \\ &= 16,761 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Jari-jari hidrolis (R) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka R :

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{31,41583 \text{ m}^2}{16,761 \text{ m}} \\ &= 1,8743 \text{ m} \end{aligned}$$

Menghitung Jari-jari hidrolis ( $R^{4/3}$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka  $R^{4/3}$  :

$$\begin{aligned} R^{4/3} &= (1,8743 \text{ m})^{4/3} \\ &= 2,31 \text{ m}^{4/3} \end{aligned}$$

- d. Menghitung kecepatan aliran (v) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka v yaitu,

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{0,013} \cdot (1,8743 \text{ m})^{2/3} \cdot (0,001053)^{1/2} \\
 &= 0,86595 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

- e. Menghitung tinggi kecepatan  $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$  saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka  $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$  :

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{v^2}{2g}\right) &= \left(\frac{(0,86595 \text{ m/s})^2}{2,9,8 \text{ m/s}^2}\right) \\
 &= 0,03826 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- f. Menghitung Energi spesifik (E) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=2,83 m, maka E :

$$\begin{aligned}
 E &= y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \\
 &= 2,83 \text{ m} + 0,03826 \text{ m} \\
 &= 2,86826 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- g. Menghitung Perubahan energi spesifik ( $\Delta E$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :  
Berdasarkan perhitungan Y=2,73 m, didapat nilai E=2,77111 m. Sehingga nilai  $\Delta E$  :

$$\begin{aligned}
 \Delta E &= E_1 - E_2 \\
 &= 2,86826 \text{ m} - 2,77111 \text{ m} \\
 &= 0,09715 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- h. Menghitung miring energi ( $I_f$ )saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :

Y=3,30 m, maka  $I_f$  :

$$\begin{aligned}
 I_f &= \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \\
 &= \frac{(0,013)^2 (0,86595 \text{ m/s})^2}{(2,31099 \text{ m})^{4/3}}
 \end{aligned}$$



$$= 0,00005$$

- i. Menghitung miring energi rata-rata ( $\bar{I}_f$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :  
Berdasarkan perhitungan  $Y=2,73$  m, didapat nilai  $I_{f1}=0,00005$  m. Sehingga nilai  $\Delta E$  :

$$\begin{aligned}\bar{I}_f &= \frac{I_{f1} + I_{f2}}{2} \\ &= \frac{0,00005 + 0,00002}{2} \\ &= 0,00003\end{aligned}$$

- j. Menghitung selisih miring dasar dengan miring energi rata-rata ( $I_0 - \bar{I}_f$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :  
 $Y=2,73$  m dan  $I_0 = 0,001$ , maka  $I_0 - \bar{I}_f$  :  
 $I_0 - \bar{I}_f = 0,001 - 0,00003$   
 $= 0,0010$

- k. Menghitung Panjang bagian saluran antara 2 tahap berurutan ( $\Delta x$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :  
 $Y=2,73$  m, maka  $\Delta x$  :

$$\begin{aligned}\Delta x &= \frac{\Delta E}{I_0 - \bar{I}_f} \\ &= \frac{0,09715 \text{ m}}{0,0010} \\ &= 95,8876 \text{ m}\end{aligned}$$

- l. Menghitung Jarak dari penampang yang ditinjau terhadap titik control awal perhitungan ( $x$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air :  
 $Y=2,73$  m, maka  $x$  :

$$\begin{aligned}x &= x_1 + \Delta x_2 \\ &= 0 + 95,8876 \text{ m} \\ &= 95,8876 \text{ m}\end{aligned}$$

Tabel 4.26 Perhitungan *Back Water* Primer

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
y	a	p	r	$r^{4/3}$	v	$v^2/2g$	E	$\Delta E$	if	$\bar{I}_f$	$I_0 - \bar{I}_f$	$\Delta x$	x
m	$m^2$	m	m	$m^{4/3}$	m/s	m	m	m				m	m
2,83	31,416	16,761	1,874	2,311	0,866	0,038	2,868	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,000	0,000
2,73	30,306	8,290	3,656	5,632	0,898	0,041	2,771	0,097	0,000	0,0000	0,0010	95,888	95,888
2,63	29,196	143,192	0,204	0,120	0,932	0,044	2,674	0,097	0,001	0,0006	0,0004	225,584	321,471
2,53	28,086	12,552	2,237	2,926	0,969	0,048	2,578	0,096	0,000	0,0006	0,0004	232,824	554,295
2,43	26,975	32,065	0,841	0,794	1,008	0,052	2,482	0,096	0,000	0,0001	0,0009	104,629	658,924
2,33	25,865	8,860	2,919	4,172	1,052	0,056	2,386	0,095	0,000	0,0001	0,0009	103,524	762,448
2,23	24,755	43,948	0,563	0,465	1,099	0,062	2,292	0,095	0,000	0,0002	0,0008	116,943	879,391

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.27 Perhitungan *Back Water* Sekunder

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
y	a	p	r	$r^{4/3}$	v	$v^2/2g$	E	$\Delta E$	if	$\bar{I}_f$	$I_0 - \bar{I}_f$	$\Delta x$	x
m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>4/3</sup>	m/s	m	m	m				m	m
2.83	31.416	16.761	1.874	2.311	0.123	0.001	2.831	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
2.73	30.306	16.561	1.830	2.238	0.128	0.001	2.731	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.551	95.551
2.63	29.196	16.361	1.784	2.164	0.132	0.001	2.631	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.557	191.108
2.53	28.086	16.161	1.738	2.089	0.138	0.001	2.531	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.563	286.671
2.43	26.975	15.961	1.690	2.013	0.143	0.001	2.431	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.571	382.241
2.33	25.865	15.761	1.641	1.936	0.149	0.001	2.331	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.579	477.821
2.23	24.755	15.561	1.591	1.857	0.156	0.001	2.231	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.590	573.411
2.13	23.645	15.361	1.539	1.777	0.163	0.001	2.131	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.603	669.014
2.03	22.535	15.161	1.486	1.696	0.172	0.002	2.032	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.618	764.632
1.93	21.425	14.961	1.432	1.614	0.180	0.002	1.932	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.637	860.268
1.83	20.315	14.761	1.376	1.531	0.190	0.002	1.832	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.660	955.928
1.73	19.205	14.561	1.319	1.446	0.201	0.002	1.732	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.689	1051.617
1.63	18.095	14.361	1.260	1.361	0.214	0.002	1.632	0.100	0.000	0.0000	0.0010	95.725	1147.342

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan diatas, didapatkan panjang *backwater* 1147,342 m. Sedangkan jarak lokasi studi ke sungai adalah 1061 m. Sehingga dapat disimpulkan bahwa lokasi studi terpengaruh *backwater*.

#### 4.6.3 Perhitungan Pompa

Diketahui:

$$Q \text{ pompa} = 1,5 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Jumlah pompa} = 1$$

*Long storage* saluran sekunder:

$$\text{Petemon Sidomulyo} = 3,866 \text{ m}^3$$

$$\text{Simo Kwagean} = 0,097 \text{ m}^3$$

$$\text{Petemon 4} = 0,028 \text{ m}^3$$

$$\text{Petemon 2} = 0,037 \text{ m}^3$$

$$\text{Petemon Sidomulyo 3} = 0,046 \text{ m}^3$$

$$\text{Total} = 4,047 \text{ m}^3$$

Keterangan tabel perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1,5 m<sup>3</sup>/det :

$$\text{Pompa (Q)} = 1,5 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Volume yang dikendalikan :

$$\Delta t = t_2 - t_1$$

$$= 0,60 \text{ jam} - 0,40 \text{ jam}$$

$$= 0,20 \text{ jam}$$

$$= 720 \text{ detik}$$

$$\text{Volume Inflow} = Q_5 \times t$$

$$= 0,101 \text{ m}^3/\text{det} \times 720 \text{ det}$$

$$= 9095,1 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume Inflow Komulatif}$$

$$= \text{Vol Inflow komulatif 1} + \text{Vol Inflow 2}$$

$$= 9095,1 \text{ m}^3 + 57,3 \text{ m}^3$$

$$= 9095,1 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume Outflow} = Q \text{ pompa} \times t$$

$$= 1,5 \text{ m}^3 \times 720 \text{ det}$$

$$= 1080 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Volume Outflow Komulatif}$$

$$= \text{Vol Outflow komulatif 1} + \text{Vol Outflow 2}$$

$$= 1080 \text{ m}^3 + 1080 \text{ m}^3$$

$$= 2160 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol yang harus dikendalikan}$$

$$= \text{Vol Inflow kom} - \text{Vol Outflow Kom}$$

$$= 9095,1 \text{ m}^3 - 2160 \text{ m}^3$$

$$= 3695,1 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol yang melimpas}$$

$$= \text{Vol yang harus dikendalikan} - \text{Vol total}$$

$$= 3695,1 \text{ m}^3 - 4,074 \text{ m}^3$$

$$= 3691,0 \text{ m}^3$$

Kesimpulan :

Volume yang harus dikendalikan =  $3695,1 \text{ m}^3 >$  Volume tampungan =  $4,074 \text{ m}^3$ , artinya terdapat volume yang melimpas. Volume tersebut tidak dapat tertampung. Sehingga menyebabkan luberan di saluran sekunder Petemon Sidomulyo.

Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
0,00	0	0,000	0,0	0	0	0	0	0,0	0,0	-
0,20	720	0,143	102,8	102,8	1,5	1080	1080	-977,2	-981,2	Tidak Melimpas
0,40	720	0,950	393,3	496,1	1,5	1080	2160	-1663,9	-1667,9	Tidak Melimpas
0,60	720	2,877	1377,5	1873,7	1,5	1080	3240	-1366,3	-1370,4	Tidak Melimpas
0,80	720	6,316	3309,2	5182,9	1,5	1080	4320	862,9	858,9	Melimpas
0,875	270	8,436	1991,4	7174,3	1,5	405	4725	2449,3	2445,3	Melimpas
1,00	450	0,101	1920,7	9095,1	1,5	675	5400	3695,1	3691,0	Melimpas
1,20	720	0,058	57,3	9152,4	1,5	1080	6480	2672,4	2668,3	Melimpas
1,40	720	0,034	33,1	9185,4	1,5	1080	7560	1625,4	1621,4	Melimpas
1,60	720	0,019	19,1	9204,5	1,5	1080	8640	564,5	560,5	Melimpas

LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Volume Inflow				Volume Outflow		Volume	Volume	Keterangan	
	$\Delta t$			Volume	Q	Q pompa	Volume	yang harus		
		Q5	Volume	Kumulatif	pompa	x $\Delta t$	Outflow	dikendalikan		
							Kumulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m³/det)	(m³)	(m³)	(m³/det)	(m³)	(m³)	(m³)	(m³)	
1,80	720	0,011	11,0	9215,5	1,5	1080	9720	-504,5	-508,5	Tidak Melimpas
2,00	720	0,006	6,3	9221,9	1,5	1080	10800	-1578,1	-1582,2	Tidak Melimpas
2,126	453,6	0,016	5,1	9227,0	1,5	680,4	11480,4	-2253,4	-2257,5	Tidak Melimpas
2,20	266,4	0,014	4,0	9231,1	1,5	399,6	11880	-2648,9	-2653,0	Tidak Melimpas
2,40	720	0,010	8,6	9239,7	1,5	1080	12960	-3720,3	-3724,4	Tidak Melimpas
2,60	720	0,007	6,0	9245,6	1,5	1080	14040	-4794,4	-4798,4	Tidak Melimpas
2,80	720	0,005	4,1	9249,8	1,5	1080	15120	-5870,2	-5874,3	Tidak Melimpas

LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
3,00	720	0,003	2,9	9252,7	1,5	1080	16200	-6947,3	-6951,4	Tidak Melimpas
3,20	720	0,002	2,0	9254,6	1,5	1080	17280	-8025,4	-8029,4	Tidak Melimpas
3,40	720	0,002	1,4	9256,0	1,5	1080	18360	-9104,0	-9108,1	Tidak Melimpas
3,60	720	0,001	1,0	9257,0	1,5	1080	19440	-10183,0	-10187,1	Tidak Melimpas
3,80	720	0,001	0,7	9257,6	1,5	1080	20520	-11262,4	-11266,4	Tidak Melimpas
4,00	720	0,001	0,5	9258,1	1,5	1080	21600	-12341,9	-12346,0	Tidak Melimpas
4,002	7,2	0,002	0,0	9258,1	1,5	10,8	21610,8	-12352,7	-12356,8	Tidak Melimpas



LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan	Volume yang melimpas	Keterangan
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume Komulatif	Q pompa	Q pompa x $\Delta t$	Volume Outflow Komulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
4,20	712,8	0,001	1,1	9259,2	1,5	1069,2	22680	-13420,8	-13424,9	Tidak Melimpas
4,40	720	0,001	0,8	9260,0	1,5	1080	23760	-14500,0	-14504,1	Tidak Melimpas
4,60	720	0,001	0,6	9260,6	1,5	1080	24840	-15579,4	-15583,4	Tidak Melimpas
4,80	720	0,001	0,5	9261,1	1,5	1080	25920	-16658,9	-16663,0	Tidak Melimpas
5,00	720	0,000	0,4	9261,5	1,5	1080	27000	-17738,5	-17742,6	Tidak Melimpas
5,20	720	0,000	0,3	9261,7	1,5	1080	28080	-18818,3	-18822,3	Tidak Melimpas
5,40	720	0,000	0,2	9262,0	1,5	1080	29160	-19898,0	-19902,1	Tidak Melimpas

Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Volume Inflow				Volume Outflow		Volume	Volume	Keterangan	
	$\Delta t$					yang harus	yang			
		Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	dikendalikan		melimpas
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x $\Delta t$	Kumulatif	tampungan		(m <sup>3</sup> )
5,60	720	0,000	0,2	9262,1	1,5	1080	30240	-20977,9	-20982,0	Tidak Melimpas
5,80	720	0,000	0,1	9262,2	1,5	1080	31320	-22057,8	-22061,8	Tidak Melimpas
6,00	720	0,000	0,1	9262,3	1,5	1080	32400	-23137,7	-23141,7	Tidak Melimpas
6,20	720	0,000	0,1	9262,4	1,5	1080	33480	-24217,6	-24221,7	Tidak Melimpas
6,40	720	0,000	0,1	9262,4	1,5	1080	34560	-25297,6	-25301,6	Tidak Melimpas
6,60	720	0,000	0,0	9262,5	1,5	1080	35640	-26377,5	-26381,6	Tidak Melimpas
6,80	720	0,000	0,0	9262,5	1,5	1080	36720	-27457,5	-27461,6	Tidak Melimpas

Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan	Volume yang melimpas	Keterangan
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume Komulatif	Q pompa	Q pompa x $\Delta t$	Volume Outflow Komulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
7,00	720	0,000	0,0	9262,5	1,5	1080	37800	-28537,5	-28541,5	Tidak Melimpas
7,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	38880	-29617,4	-29621,5	Tidak Melimpas
7,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	39960	-30697,4	-30701,5	Tidak Melimpas
7,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	41040	-31777,4	-31781,5	Tidak Melimpas
7,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	42120	-32857,4	-32861,5	Tidak Melimpas
8,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	43200	-33937,4	-33941,5	Tidak Melimpas
8,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	44280	-35017,4	-35021,5	Tidak Melimpas

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan	Volume yang melimpas	Keterangan
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume Komulatif	Q pompa	Q pompa x $\Delta t$	Volume Outflow Komulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
8,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	45360	-36097,4	-36101,5	Tidak Melimpas
8,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	46440	-37177,4	-37181,5	Tidak Melimpas
8,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	47520	-38257,4	-38261,5	Tidak Melimpas
9,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	48600	-39337,4	-39341,5	Tidak Melimpas
9,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	49680	-40417,4	-40421,5	Tidak Melimpas
9,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	50760	-41497,4	-41501,5	Tidak Melimpas
9,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	51840	-42577,4	-42581,5	Tidak Melimpas

LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan	Volume yang melimpas	Keterangan
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume Komulatif	Q pompa	Q pompa x $\Delta t$	Volume Outflow Komulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
9,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	52920	-43657,4	-43661,5	Tidak Melimpas
10,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	54000	-44737,4	-44741,5	Tidak Melimpas
10,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	55080	-45817,4	-45821,5	Tidak Melimpas
10,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	56160	-46897,4	-46901,5	Tidak Melimpas
10,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	57240	-47977,4	-47981,5	Tidak Melimpas
10,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	58320	-49057,4	-49061,5	Tidak Melimpas
11,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	59400	-50137,4	-50141,5	Tidak Melimpas

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume yang harus dikendalikan	Volume yang melimpas	Keterangan
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume Komulatif	Q pompa	Q pompa x $\Delta t$	Volume Outflow Komulatif	tampungan		
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
11,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	60480	-51217,4	-51221,5	Tidak Melimpas
11,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	61560	-52297,4	-52301,5	Tidak Melimpas
11,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	62640	-53377,4	-53381,5	Tidak Melimpas
11,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	63720	-54457,4	-54461,5	Tidak Melimpas
12,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	64800	-55537,4	-55541,5	Tidak Melimpas
12,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	65880	-56617,4	-56621,5	Tidak Melimpas
12,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	66960	-57697,4	-57701,5	Tidak Melimpas

LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Volume Inflow				Volume Outflow		Volume	Volume	Keterangan	
	$\Delta t$	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Volume	yang harus		Volume
(jam)	(detik)	(m³/det)	(m³)	Kumulatif	pompa	x $\Delta t$	Outflow	dikendalikan		yang
				(m³)	(m³/det)	(m³)	Kumulatif	tampungan	melimpas	
										Tidak
12,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	68040	-58777,4	-58781,5	Melimpas
12,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	69120	-59857,4	-59861,5	Tidak
13,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	70200	-60937,4	-60941,5	Melimpas
13,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	71280	-62017,4	-62021,5	Tidak
13,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	72360	-63097,4	-63101,5	Melimpas
13,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	73440	-64177,4	-64181,5	Tidak
13,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	74520	-65257,4	-65261,5	Melimpas

Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
14,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	75600	-66337,4	-66341,5	Tidak Melimpas
14,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	76680	-67417,4	-67421,5	Tidak Melimpas
14,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	77760	-68497,4	-68501,5	Tidak Melimpas
14,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	78840	-69577,4	-69581,5	Tidak Melimpas
14,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	79920	-70657,4	-70661,5	Tidak Melimpas
15,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	81000	-71737,4	-71741,5	Tidak Melimpas
15,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	82080	-72817,4	-72821,5	Tidak Melimpas



Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
15,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	83160	-73897,4	-73901,5	Tidak Melimpas
15,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	84240	-74977,4	-74981,5	Tidak Melimpas
15,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	85320	-76057,4	-76061,5	Tidak Melimpas
16,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	86400	-77137,4	-77141,5	Tidak Melimpas
16,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	87480	-78217,4	-78221,5	Tidak Melimpas
16,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	88560	-79297,4	-79301,5	Tidak Melimpas
16,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	89640	-80377,4	-80381,5	Tidak Melimpas



Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
18,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	98280	-89017,4	-89021,5	Tidak Melimpas
18,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	99360	-90097,4	-90101,5	Tidak Melimpas
18,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	100440	-91177,4	-91181,5	Tidak Melimpas
18,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	101520	-92257,4	-92261,5	Tidak Melimpas
19,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	102600	-93337,4	-93341,5	Tidak Melimpas
19,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	103680	-94417,4	-94421,5	Tidak Melimpas
19,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	104760	-95497,4	-95501,5	Tidak Melimpas

LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t	Δt	Volume Inflow			Volume Outflow		Volume	Volume	Volume	Keterangan
(jam)	(detik)	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Outflow	yang harus	yang	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif	pompa	x Δt	Kumulatif	dikendalikan	melimpas	
		(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
19,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	105840	-96577,4	-96581,5	Tidak Melimpas
19,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	106920	-97657,4	-97661,5	Tidak Melimpas
20,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	108000	-98737,4	-98741,5	Tidak Melimpas
20,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	109080	-99817,4	-99821,5	Tidak Melimpas
20,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	110160	-100897,4	100901,5	Tidak Melimpas
20,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	111240	-101977,4	101981,5	Tidak Melimpas
20,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	112320	-103057,4	103061,5	Tidak Melimpas

Lanjutan Tabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

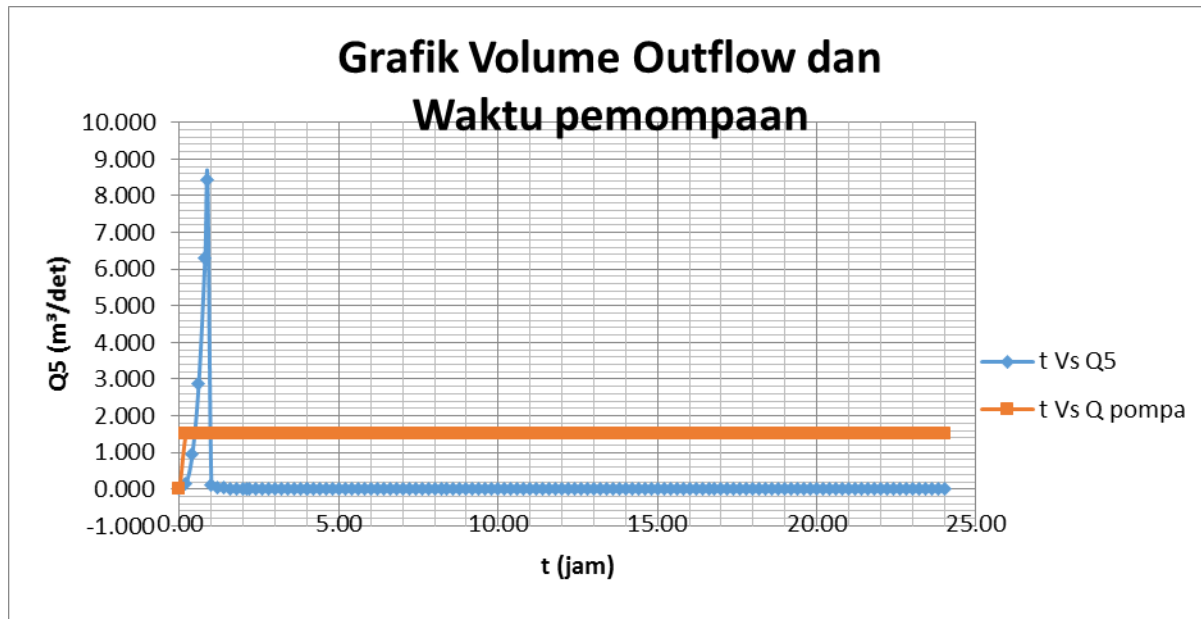
t	Volume Inflow				Volume Outflow		Volume	Volume	Keterangan	
$\Delta t$	Q5	Volume	Volume	Q	Q pompa	Volume	yang harus	Volume		
(jam)	(detik)	(m³/det)	(m³)	Kumulatif	pompa	x $\Delta t$	Outflow	dikendalikan	yang	
				(m³)	(m³/det)	(m³)	Kumulatif	tampungan	melimpas	
							(m³)	(m³)	(m³)	
21,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	113400	-104137,4	-	Tidak
21,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	114480	-105217,4	-	Melimpas
21,40	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	115560	-106297,4	-	Tidak
21,60	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	116640	-107377,4	-	Melimpas
21,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	117720	-108457,4	-	Tidak
22,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	118800	-109537,4	-	Melimpas
22,20	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	119880	-110617,4	-	Tidak
										Melimpas



LanjutanTabel 4.28 Perhitungan volume yang melimpas dan waktu pemompaan dengan 1 pompa berkapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/det

t		Volume Inflow			Volume Outflow			Volume		
	$\Delta t$				Q	Q pompa	Volume	yang harus	Volume	
		Q5	Volume	Volume	pompa	x $\Delta t$	Outflow	dikendalikan	yang	Keterangan
(jam)	(detik)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif (m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> )	Kumulatif (m <sup>3</sup> )	tampungan (m <sup>3</sup> )	melimpas (m <sup>3</sup> )	
23,80	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	128520	-119257,4	-	Tidak
									119261,5	Melimpas
24,00	720	0,000	0,0	9262,6	1,5	1080	129600	-120337,4	-	Tidak
									120341,5	Melimpas
							max	3695,1	3691,0	Melimpas

(Sumber : Hasil Perhitungan)





#### 4.7 Rencana Perbaikan Sistem Drainase

Untuk perencanaan perbaikan studi ini berdasarkan pertimbangan hal-hal sebagai berikut :

- a. Keterbatasan lahan, terutama apabila kebetulan berada di lingkungan perkotaan dengan bangunan yang padat
- b. Kemudahan dalam pelaksanaan

Perencanaan dan perbaikan saluran drainase pada daerah studi, agar didapatkan saluran yang mampu menampung debit banjir rencana dengan menggunakan perbandingan antara debit rencana sistem dengan debit rencana hasil perbaikan saluran, maka dilakukan beberapa langkah berikut :

1. Perencanaan saluran air buangan diusahakan tetap bentuknya atau kalaupun harus berubah menjadi bentuk segi empat
2. Perubahan ukuran dimensi saluran dilakukan apabila dari langkah sebelumnya kapasitasnya masih juga belum memadai, diutamakan yang diubah lebarnya daripada tingginya. Untuk perubahan dalam hal kemiringan saluran dilakukan apabila sangat terpaksa dan diupayakan agar yang berubah adalah saluran yang akhir dari sistem itu atau kalaupun yang bukan saluran akhir yang diubah, hanya satu atau dua saluran saja
3. Pembuatan sistem baru yang bertujuan membantu mengurangi beban bagi saluran yang kapasitasnya terlampaui, baru dilakukan apabila ternyata perubahan dimensi yang harus dilakukan terlalu besar dan lahan sempit.

Perbaikan yang dilakukan seluruhnya diubah menjadi bentuk segi empat dengan tujuan agar

effisiensi lahan sehingga mengurangi biaya untuk pembebasan lahannya terutama apabila saluran tersebut melewati daerah pemukiman.

Pemilihan bentuk saluran terbuka atau tertutup berdasarkan keadaan jalan. Untuk jalan utama (jalan propinsi) dipakai saluran tertutup, hal ini bertujuan untuk menjaga keindahan dan kebersihan dalam kota yang pada umumnya dipakai untuk tempat pejalan kaki (trotoar). Sedangkan untuk jalan desa / jalan kampung dipakai saluran terbuka. Dipilih bentuk ini agar pemeliharaan lebih murah, biasanya masyarakat perkampungan melakukan pembersihan saluran dengan gotong-royong.

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **Kesimpulan**

1. Berdasarkan perhitungan maka didapat debit saluran dalam *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo  $3,865 \text{ m}^3/\text{detik}$
2. Perhitungan besar curah hujan menggunakan metode Log Person Type III dengan periode curah hujan 5 tahun =  $R_5 = 101,31 \text{ mm}$
3. Setelah dilakukan perhitungan diketahui Q kapasitas saluran primer  $27,204 \text{ m}^3/\text{detik}$  serta Q kapasitas saluran sekunder  $8,436 \text{ m}^3/\text{detik}$ , dan terjadi pengaruh *back water* sepanjang 1147,342m pada saluran sekunder.
4. Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa saluran dalam *catchment* saluran sekunder Petemon Sidomulyo kapasitas tampungnya lebih kecil dari debit banjir rencana serta adanya pengaruh *back water*.

#### **Saran**

1. Untuk pengendalian banjir di saluran sekunder Petemon Sidomulyo Perlu dibangun 1 pompa dengan kapasitas  $1,5 \text{ m}^3/\text{detik}$ .
2. Untuk pengendalian banjir jangka panjang perlu adanya studi lebih lanjut tentang DAS saluran sekunder Petemon Sidomulyo agar kondisi DAS saluran sekunder Petemon Sidomulyo tidak kritis dan kapasitas saluran sekunder Petemon Sidomulyo dapat terpelihara mengingat laju erosi lahan yang cukup tinggi.

**TABEL KETERSEDIAAN DATA**

<b>Data</b>	<b>Sudah</b>	<b>Belum</b>	<b>Keterangan</b>
Data Exsisting Saluran	✓		Dinas PU Pengairan Pemkot
Long Section	✓		Dinas PU Pengairan Pemkot
Cross Section	✓		Dinas PU Pengairan Pemkot
Data Hujan Tahunan	✓		Dinas PU Pengairan Pemkot
Peta Topografi	✓		Jurusan Geomatika ITS
Peta Lokasi	✓		-
Potongan	✓		-
Peta Genangan	✓		-
Data Utilitas	✓		-

## DAFTAR PUSTAKA

- Soewarno CD. (1995). *Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Hidrologi*. Bandung: Nova.
- Soemarto, C.D (1999). *Hidrologi Teknik*. Jakarta : Erlangga
- Triatmojo B. (2010). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset
- Loebis (1984).
- Petunjuk      Desain      Drainase      Permukaan      Jalan  
No.008/BNKT/1990

## BIODATA PENULIS



### **Prasila Astria Dewi,**

Penulis dilahirkan di Tulungagung, 06 Januari 1995, adalah anak sulung dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Batik Tulungagung, SDN Kampungdalem 1 Tulungagung, SMPN 2 Tulungagung, dan SMAN 1 Kedungwaru Tulungagung. Setelah lulus dari SMAN 1 Kedungwaru Tulungagung tahun 2013 dengan bidang ilmu Ilmu Pengetahuan Alam (IPA). Penulis mengikuti

ujian masuk Diploma ITS dan diterima di jurusan Teknik Sipil dengan nomor pokok mahasiswa 3113030071. Selama perkuliahan, penulis mengambil konsentrasi Bangunan Air. Selama perkuliahan penulis juga pernah menjabat sebagai staff Departemen Hubungan Luar Mahasiswa di Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil pada tahun 2014/2015.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T. yang telah memberikan rahmat dan hidayahNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini. Tak lupa pula Nabi besar Muhammad SAW junjungan kita, semoga kita mendapatkan syafaatnya kelak di akhirat. Penulis mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang berpengaruh terhadap penyelesaian Tugas Akhir ini.

- **Dosen pembimbing**, Bapak Ismail Sa'ud dan Ibu Siti Kamilia Aziz, yang telah memberikan dukungan, arahan, dan bimbingannya selama pengerjaan dan penyusunan Tugas Akhir.
- **Dosen penguji**, Bapak Edy Sumirman dan Bapak Didik Harjanto, atas segala kritikan, saran, dan koreksinya dalam penyempurnaan Tugas Akhir.
- **Keluarga**; Bapak, Almarhuma Ibu, Adik, dan seluruh saudara atas segala dukungan, doa dan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir.
- **Teman seperjuangan**, Aprillia Wijayanti Ningrum, terima kasih telah berjuang bersama dan finally we did it pril !.
- **Sahabat – Sahabat**; Iga, Sita, Rosa, Karin, dan Mahendri, yang telah mendukung dan memberikan semangat.
- **Teman-teman BA 2013** yang sudah membantu penulis menghadapi kesulitan dalam penyusunan Tugas Akhir.
- **Teman-teman angkatan 2013**, DS 34, atas dukungan dan motivasinya.

## BIODATA PENULIS



### **Aprillia Wijayanti Ningrum,**

Penulis dilahirkan di Sidoarjo, 12 April 1995, merupakan anak semata wayang. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Aisyiyah Bustanul Athfal Bebekan Sidoarjo, SDN Becironggor 2 Wonoayu, SMPN 2 Wonoayu, dan SMA Muhammadiyah 1 Taman Sidoarjo. Setelah lulus dari SMA Muhammadiyah 1 Taman Sidoarjo tahun 2013 dengan bidang ilmu Ilmu Pengetahuan Alam (IPA), Penulis mengikuti

ujian masuk Diploma ITS dan diterima di jurusan Teknik Sipil dengan nomor pokok mahasiswa 3113030115, dengan konsentrasi Bangunan Air.

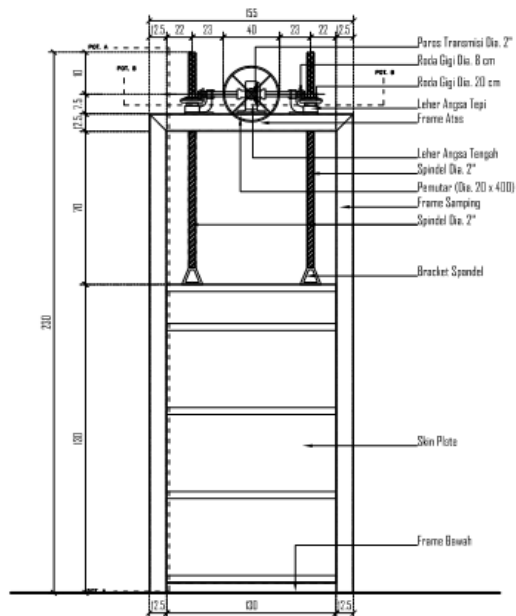
Penulis juga aktif dalam Unit Kegiatan Mahasiswa dibidang Musik dan pernah menjabat sebagai Ketua Departemen Pengembangan Sumberdaya Anggota di Unit Kegiatan Mahasiswa Musik pada tahun 2014/2015 dan 2015/2016, dan juga pernah menjabat sebagai staff Departemen Olahraga dan Seni di Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil pada tahun 2014/2015.



## UCAPAN TERIMA KASIH

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T. yang telah memberikan rahmat dan hidayahNya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini. Tak lupa pula Nabi besar Muhammad SAW junjungan kita, semoga kita mendapatkan syafaatnya kelak di akhirat. Tugas Akhir ini tidak akan selesai tanpa dukungan dari orang-orang yang turut serta membantu dalam pengerjaan, baik dorongan, bimbingan, dan doa. Penulis menyampaikan terimakasih kepada pihak-pihak yang berpengaruh terhadap penyelesaian Tugas Akhir ini.

- **Dosen pembimbing**, Bapak Ismail Sa'ud dan Ibu Siti Kamilia Aziz, yang telah memberikan dukungan, arahan, dan bimbingan dan pengertiannya selama pengerjaan dan penyusunan Tugas Akhir.
- **Dosen penguji**, Bapak Edy Sumirman dan Bapak Didik Harjanto, atas segala kritikan, saran, dan koreksinya dalam penyempurnaan Tugas Akhir.
- **Keluarga**; Ibu, Ayah, Vira dan Dedik, atas segala dukungan, doa dan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir.
- **Teman seperjuangan**, Prisila Astria Dewi. Dalam perjuangan, terkadang engkau sukses, namun terkadang engkau belajar (bukan gagal).
- **Sahabat – Sahabat**; Iga, Sita, Rosa, Karin, Jumik, Kholailif, dan Erma yang selalu mendoakan, membantu dikala sulit, dan memberi semangat.
- **Teman – Teman UKM Musik ITS**, Tisam, Bahar, Lanang, Rira, Dita, Erike, Eizel, Athan, Maul, Mas Wisnu, Mas Rangga dan Regina yang telah mendukung dan menghibur saat semangat mulai pudar.
- **Teman-teman BA 2013** yang sudah membantu penulis menghadapi kesulitan dalam penyusunan Tugas Akhir.
- **Teman-teman angkatan 2013**, DS 34, atas dukungan dan motivasinya.



Detail Pintu Air  
Skala 1: 25



D III TEKNIK  
SIPIL  
FTSP-ITS

NAMA GAMBAR

Detail Rencana Pintu Air

NAMA MAHASISWA

Prisila Astria Dewi  
3113030071  
Aprillia Wijayanti N.  
3113030115

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Ismail Sa'ud, M.MT.  
NIP. 19600517 198903 1 002  
Siti Kamila Aziz ST, MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001

JUDUL TUGAS AKHIR

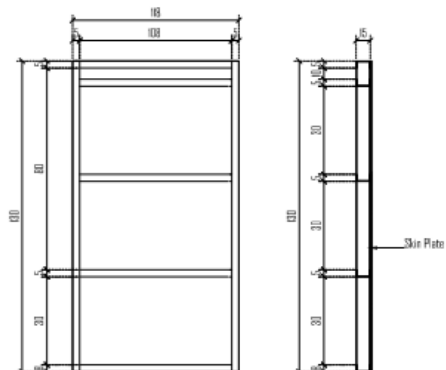
Rancangan Sistem Drainase  
Saluran Sekunder Petemon  
Sidomulyo, kota Surabaya,  
Jawa Timur

NO

JUMLAH

1

3



Detail Daun Pintu

Skala 1:25



D III TEKNIK  
SIPII  
FTSP-ITS

NAMA GAMBAR

Detail Rencana Pintu Air

NAMA MAHASISWA

Prisila Astria Dewi  
3113030071  
Aprillia Wijayanti N.  
3113030115

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Ismail Sa'ud, M.MT.  
NIP. 19600517 198903 1 002  
Siti Kamilia Aziz ST. MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001

JUDUL TUGAS AKHIR

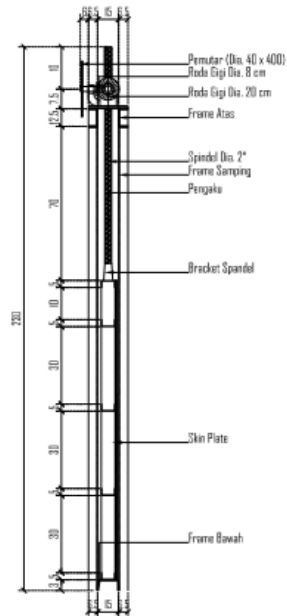
Rancangan Sistem Drainase  
Saluran Sekunder Petemon  
Sidamulyo, kota Surabaya,  
Jawa Timur

NO

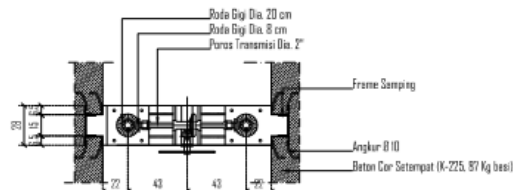
JUMLAH

2

3

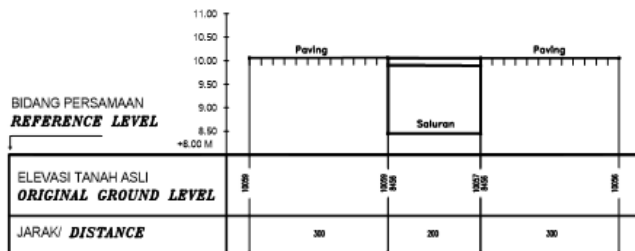


Potongan A-A  
Skala 1:25



Potongan B-B  
Skala 1:25

3	3
---	---



**STA 0 + 000 (EXISTING)**  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayamsari Kebonkandi II / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 500 jt (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Glimo Kawagah  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1:75

POTONGAN RENCANA

1:75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencana

AHSAD SAHRON, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURNANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURSALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

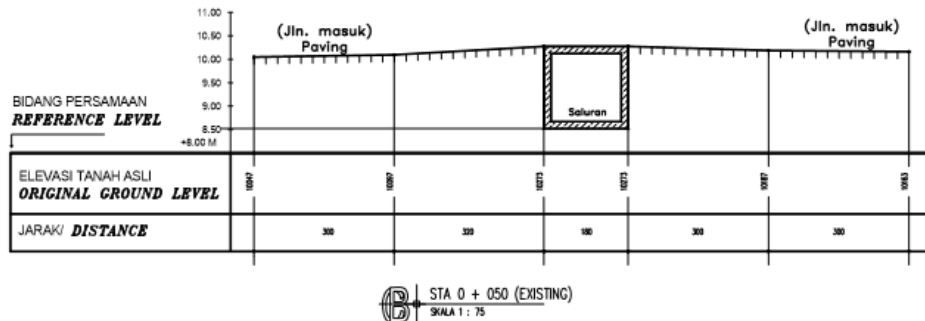
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

14

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIS



NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kiwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Diruktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

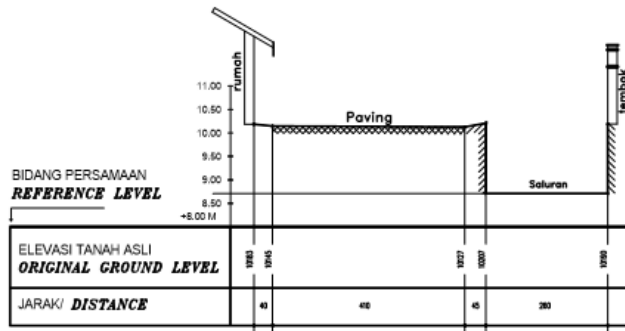
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

15

104



STA 0 + 100 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Ganyang Kebonkari II/1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KECANTAN

Perencanaan Pemadatan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Cederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kawagan  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1:75  
1:75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencanaan

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Diruktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

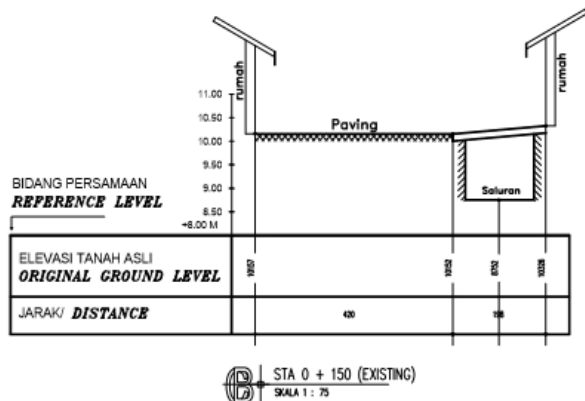
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2018

16

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK



NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Bederhana) Nilai Pekerjaan 500 J (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tononga Anji Perencana

AHWAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

NO. LEMBAR

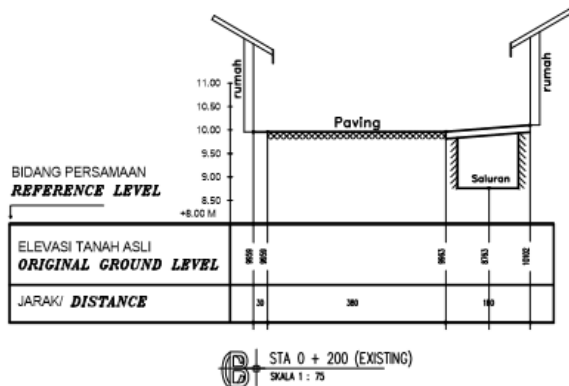
JML. GAMBAR

P21-2018

17

104





# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl Gayung Kebonasi II / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Final (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kawagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Ahli Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

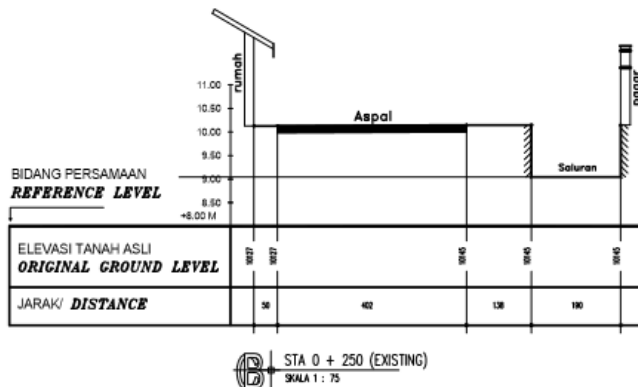
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

16

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayams Kebonwadi 8 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalasan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Final (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 500 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Simo Kawagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

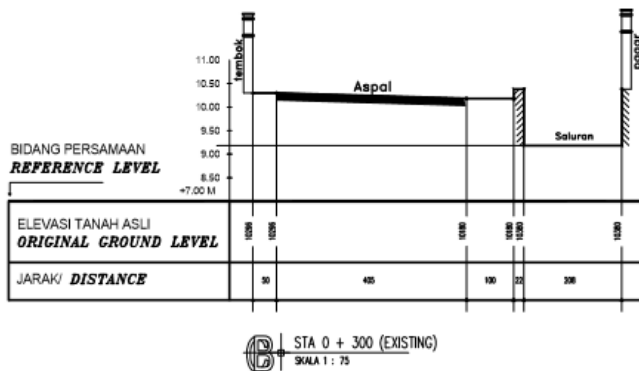
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2018

19

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Sayung Kebondan 9 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

Tonaga Anji Perencana

TGL

TANDA TANGAN

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

Team Leader

TANDA TANGAN

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

Diruktur

TANDA TANGAN

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

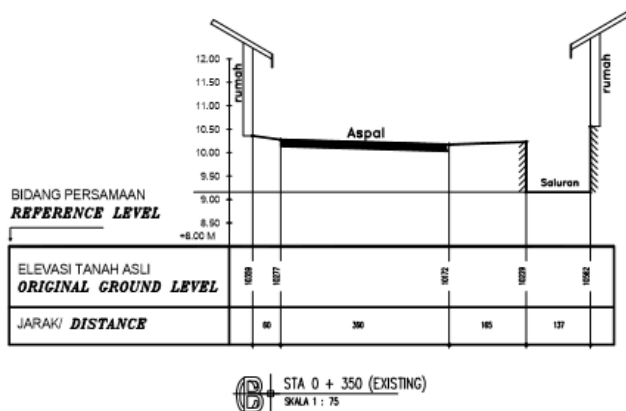
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

20

104



## KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Bayung Kertanegara II / 1 Surabaya - Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kiwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Dimkur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

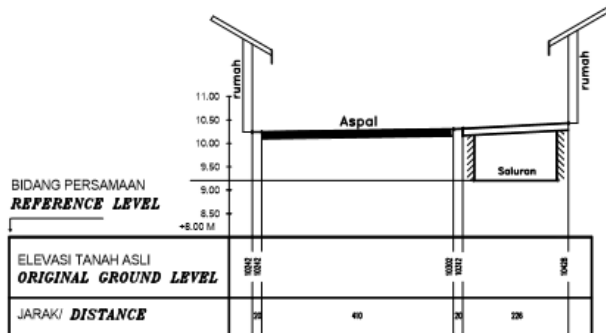
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

/P21-2016

21

104



STA 0 + 400 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIS

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Bayang Kebonrejo II / 1 Surabaya - Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kiwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Disetujui

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

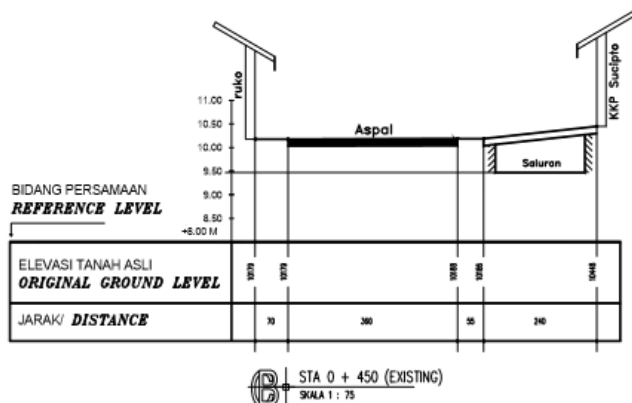
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

/21-2016

22

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK



NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Blaya Perencanaan Fikik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

JL Simo Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1:75  
1:75

DI PERIKSA  
Tonaga Anji Perencana

TOL TANDA TANGAN

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI  
Team Leader

TANDA TANGAN

Ir. HAZI PURWANTO

DI SETUJUI  
Direktur

TANDA TANGAN

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

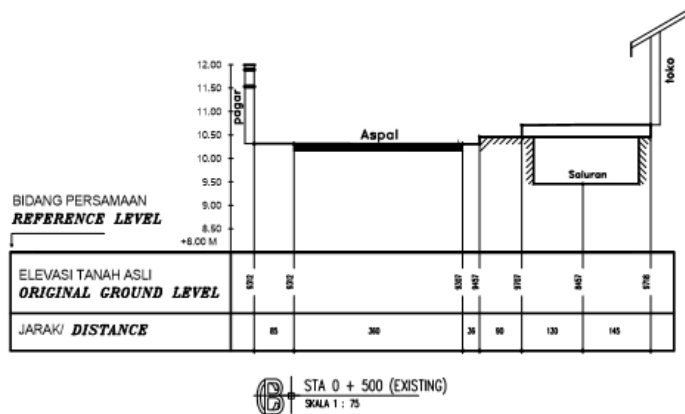
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

IP21-2016

23

104



## KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gajus Kebakel 9 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Flak (Tidak Bedemana) Nilai  
Pekerjaan 600 jt (Paket Z1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kiwageen  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencana

AHWAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

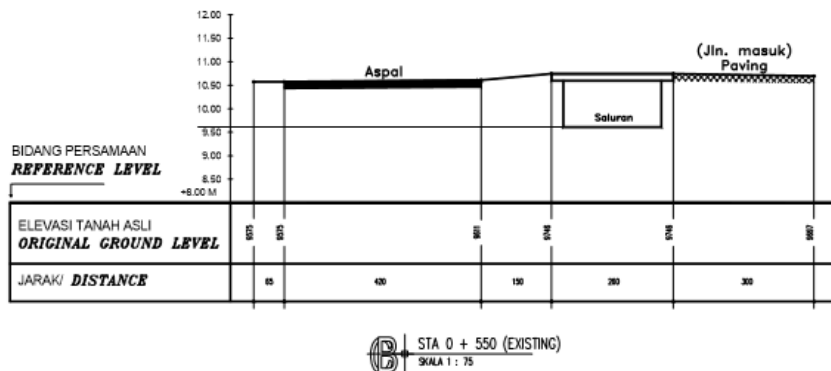
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

24

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK



NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Final (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 J (Pailet 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Glimo Kawagen  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Aji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

NO. LEMBAR

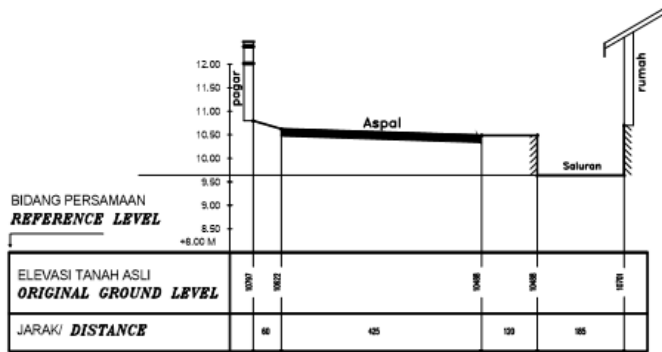
JML. GAMBAR

/P21-2016

25

104





STA 0 + 600 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK



CV. GAKESA PRAKASA  
Jl. Gayung Kebonrejo II / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemulutan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 600 Ji (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

JL. Simo Kawagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Ahi Perencana

AHWAH SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Diruktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

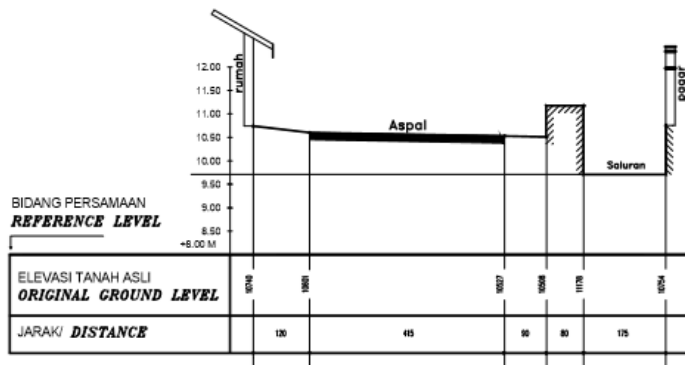
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

26

104



STA 0 + 650 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonrejo II / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

JL. Sime Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

Tenaga Ahli Perencana

TGL

TANDA TANGAN

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

Team Leader

TANDA TANGAN

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

Dimksur

TANDA TANGAN

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

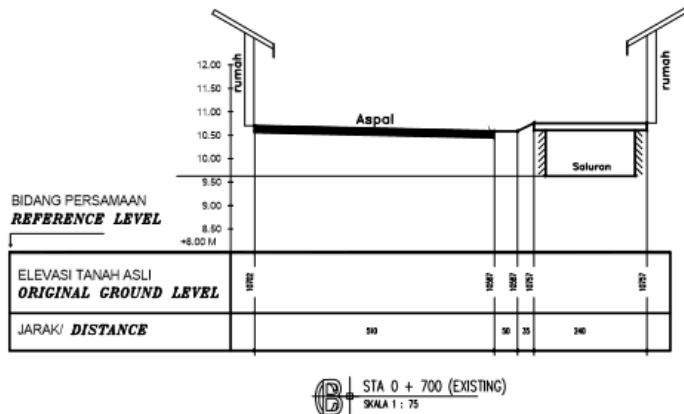
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

27

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayusa Klaten 55181 / 1 Surabaya - Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Blaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 jt (Paket 2 I)

LOKASI PEKERJAAN

JL. Simo Kawagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TOL TANDA TANGAN

Tonaga Atm Perencana

ALHADI SAHROMI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

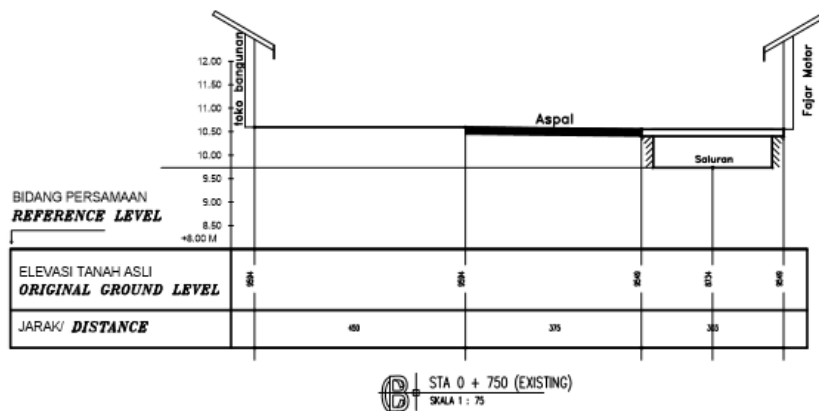
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

IP21-2015

26

104



# KETERANGAN

KONDISI TAN PERENCANA TIDAK



**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonrejo 8 / 1 Surabaya Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kola

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 600 jt (Paket 2.1)

LOKASI PEKERJAAN

JL. Sime Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Aji Perencana

ARWAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Taan Loader

Ir. HADI PURMANITO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Dirkhar

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

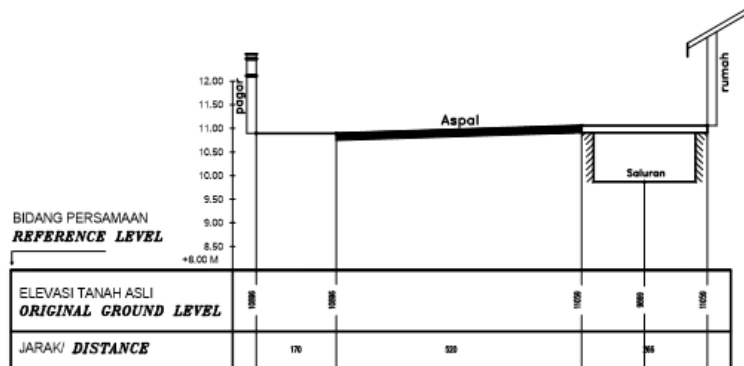
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

29

104



STA 0 + 800 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. GAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonrejo 8 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 500 Ji (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Cimo Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Awi Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURNANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Diruktur

PRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

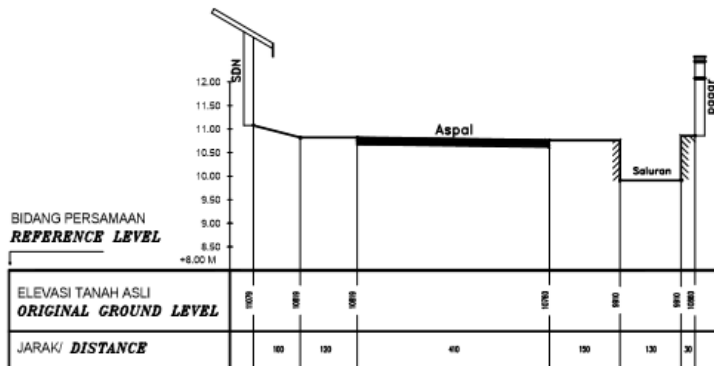
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

30

104



STA 0 + 850 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kembangan 9/1 Surabaya-Jember Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nial  
Pekerjaan 500 Ji (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

JL. Sime Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TOL

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

Tosan Leader

DI: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

Dimkar

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

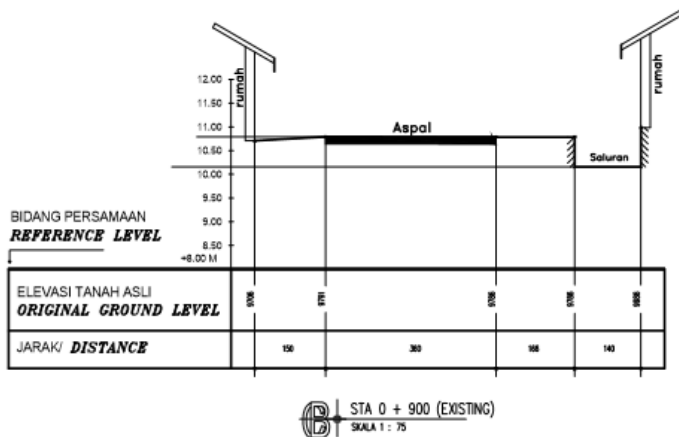
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

31

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK



**C.V. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonkari 8 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Blaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 jt (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Simo Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1:75  
1:75

DI PERIKSA  
Tonaga Anji Purnama

TOL  
TANDA TANGAN

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI  
Team Leader

TANDA TANGAN

I: HADI PURNAWANTO

DI SETUJUI  
Direktur

TANDA TANGAN

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

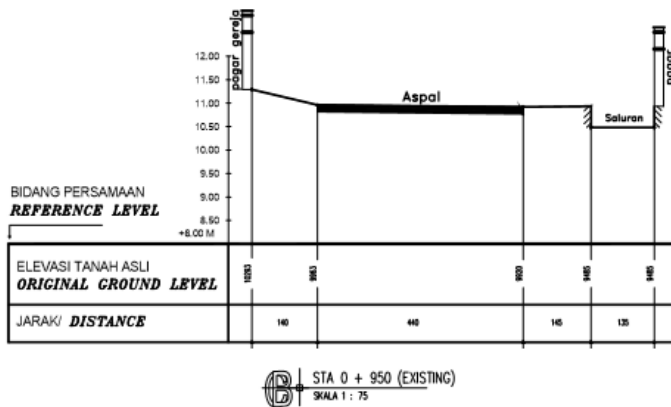
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

IP21-2015

32

104



# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayams Kebonmadi II/1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai  
Pekerjaan 600 J (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Simo Kawagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencanaan

AH-WAD SAHROM, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

NO. LEMBAR

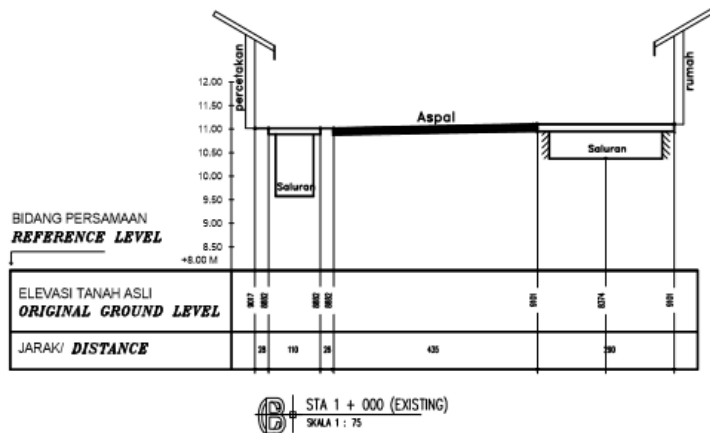
JML. GAMBAR

P21-2018

33

104





# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEORIK



**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gunggang Kebonrejo II / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pematusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 jt (Paket 2/1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Sime Kwageen  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Director

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

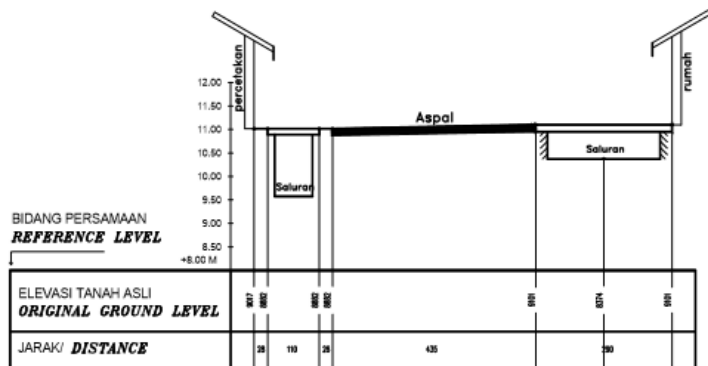
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

34

104



STA 1 + 000 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonrejo 9/11 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalasan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 600 Ji (Paket 2/1)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Srim Kwarean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Direktur

BRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

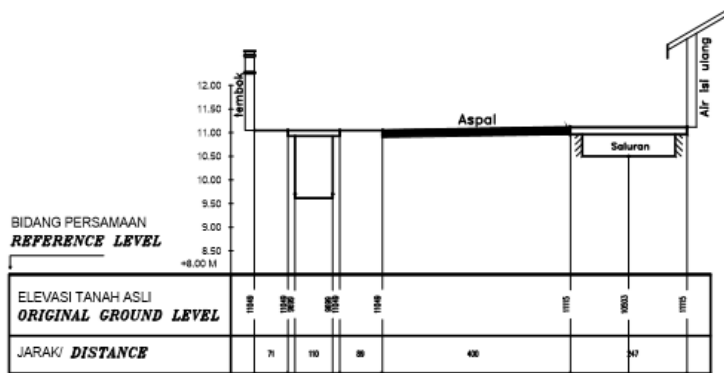
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

34

104



STA 1 + 050 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANAAN TEKNIK



NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Staya Perencanaan Palk (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 J (Paket 2 I)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Simo Kawagan  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING  
POTONGAN RENCANA

1 : 75  
1 : 75

DI PERIKSA

TGL

TANDA TANGAN

Tonaga Anji Perencana

AH-SAD SAHRONL ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

I: HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Dirrektor

BRAMADITYA PURBALAKSANA ST

KODE GAMBAR

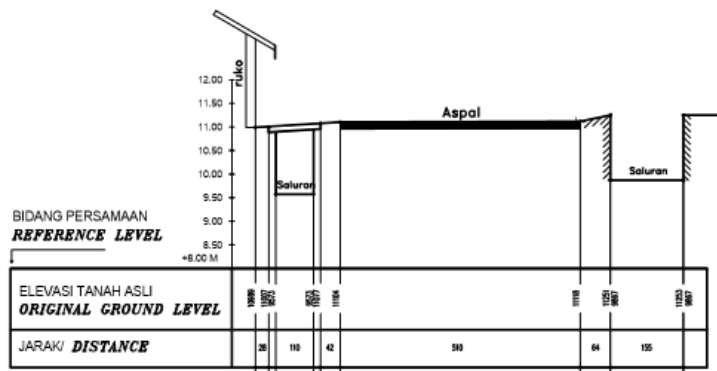
NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

IP21-2016

35

104



STA 1 + 061 (EXISTING)  
SKALA 1 : 75

# KETERANGAN

KONSULTAN PERENCANA TEKNIK

**CV. OAKESA PRAKASA**  
Jl. Gayung Kebonkopi 8 / 1 Surabaya-Jawa Timur

NAMA KEGIATAN

Perencanaan Pemalusan Kota

NAMA PAKET PEKERJAAN

Biaya Perencanaan Fisik (Tidak Sederhana) Nilai Pekerjaan 500 Ji (Paket 21)

LOKASI PEKERJAAN

Jl. Cimo Kwagean  
Kota Surabaya

NAMA GAMBAR

SKALA

POTONGAN EXISTING

1 : 75

POTONGAN RENCANA

1 : 75

DI PERIKSA

TOL

TANDA TANGAN

Tenaga Ahli Perencana

AHMAD SAHRONI, ST

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Team Leader

Ir. HADI PURWANTO

DI SETUJUI

TANDA TANGAN

Director

PRAMADITYA PURBALAKSANA, ST

KODE GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

P21-2016

36

104

